



ISSN 2618-9283

СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО. БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

04 2020

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL
www.seismoconstruction.ru



Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений Научно-технический журнал

«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» - сетевое научно-техническое рецензируемое издание, охватывающее весь спектр вопросов в области проектирования, строительства, эксплуатации объектов в сейсмически опасных районах России и стран СНГ.

Миссия журнала - развитие науки сейсмостойкого строительства; публикация материалов и результатов фундаментальных исследований и достижений ученых специалистов в области надежности и безопасности зданий и сооружений.

В журнале публикуются статьи по следующим научным специальностям и соответствующим им отраслям науки:

Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки);

Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки);

Строительные материалы и изделия (технические науки);

Технология и организация строительства (технические науки);

Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей (технические науки);

Строительная механика (технические науки);

Пожарная и промышленная безопасность (технические науки);

Ядерная и радиационная безопасность (технические науки);

Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки);

Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение (геолого-минералогические науки).

Журнал принимает к публикации: оригинальные статьи, обзоры, дискуссионные материалы, комментарии, рецензии, информационные материалы.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Свидетельство о регистрации ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года. Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

Издатель – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС). **Учредитель** – А.А. Бубис.

Сайт сетевого издания: <http://seismoconstruction.ru>

Адрес издательства и редакции: 109428, город Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, строение 37. Телефон: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Периодичность: 6 раз в год

Даты выхода в свет: 25 февраля, 25 апреля, 25 июня, 25 августа, 25 октября, 25 декабря.

Earthquake Engineering. Constructions Safety **Scientific and technical journal**

«Earthquake engineering. Constructions Safety» is a network scientific and technical peer-reviewed publication covering the entire range of issues in the field of design, construction, and operation of facilities in seismically dangerous areas of Russia and the CIS countries.

The mission of the journal is to develop the science of earthquake-resistant construction; to publish materials and results of fundamental research and achievements of scientists in the field of reliability and safety of buildings and structures.

The journal publishes articles on the following scientific specialties and related branches of science:

Construction structures, buildings and structures (technical Sciences);

Foundations, underground structures (technical Sciences);

Building materials and products (technical Sciences);

Construction technology and organization (technical Sciences);

Design and construction of roads, subways, airfields, bridges and transport tunnels (technical Sciences);

Construction mechanics (technical Sciences);

Fire and industrial safety (technical Sciences);

Nuclear and radiation safety (technical Sciences);

Geotectonics and geodynamics (geological and mineralogical Sciences);

Engineering Geology, permafrost and soil science (geological and mineralogical Sciences).

The journal accepts for publication: original articles, reviews, discussion materials, comments, reviews, informational materials.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Certificate of registration EL № FS 77-72754 dated 17.05.2018. Registered by the Federal service for supervision of communications, information technologies and mass communications (Roskomnadzor).

Publisher: Russian Association for earthquake-resistant construction and protection from natural and man-made impacts (RAEE). **The Founder:** A. A. Bubis.

Website of the online publication: <http://seismoconstruction.ru>

Address of the publishing house and editorial office: 109428, Moscow, ul. 2-ya Institutskaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Frequency: 6 times a year. **Release dates:** February 25, April 25, June 25, August 25, October 25, December 25.

Главный редактор

Ведяков И. И., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Заместитель главного редактора

Бубис А. А. (Москва, Российская Федерация)

Ответственный секретарь редколлегии

Смирнова Л. Н., кандидат технических наук (Москва, Российская Федерация)

Редакционная коллегия

Акулов Н.И., доктор геолого-минералогических наук (Иркутск, Российская Федерация)

Алешин А.С., доктор физико-математических наук (Москва, Российская Федерация)

Белаш Т.А., доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Вада Акира, доктор, профессор (Токио, Япония)

Вознесенский Е.А., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Гусев Б.В., доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РАН (Москва, Российская Федерация)

Захаров В.С., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Ильичев В.А., доктор технических наук, профессор, Академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

Клементе Паоло, доктор, профессор (Рим, Италия)

Кривцов Ю.В. доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Лапин В.А., кандидат технических наук, профессор (Алматы, Республика Казахстан)

Немчинов Ю.И., доктор технических наук, профессор (Киев, Республика Украина)

Норозинежад Фарсанги Исан, доктор, профессор (Керман, Иран)

Павленко О.В., доктор физико-математических наук, (Москва, Российская Федерация)

Римшин В.И. доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Севостьянов В.В., кандидат геолого-минералогических наук (Москва, Российская Федерация)

Семенов В.А., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тонких Г.П., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тяпин А.Г., доктор технических наук
(Москва, Российская Федерация)

Уздин А.М., доктор технических наук, профессор
(Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Хакимов Ш.А., кандидат технических наук, профессор (Ташкент, Республика Узбекистан)

Хачиян Э.Е., доктор технических наук, профессор (Ереван, Республика Армения)

Чеверев В.Г., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Чимелларо Джан Паоло, адъюнкт-профессор (Турин, Италия)

Эмри И., доктор, профессор
(Любляна, Республика Словения)

«EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY»

Editor-in-Chief

Vedyakov I.I., DSc, Professor, (Moscow, Russian Federation)

Deputy editor-in-Chief

Bubis A.A., (Moscow, Russian Federation)

Executive Secretary

Smirnova L.N., PhD (Moscow, Russian Federation)

Editorial board

Akulov N.I., DSc in Geology, Professor (Irkutsk, Russian Federation)

Aleshin A.S., DSc in Mathematics and Physics, Professor (Moscow, Russian Federation)

Belash T.A., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Wada Akira, PhD, Professor Emeritus (Tokyo, Japan)

Voznesenskii E.A., DSc in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Gusev B.V., DSc, Professor, Corresponding Member of the Russian Academy of Sciences (Moscow, Russian Federation)

Zakharov V.S., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Il'ichev V.A., DSc, Professor, Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

Clemente Paolo, PhD, Professor (Rome, Italy)

Krivtsov Yu.V. DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Lapin V.A., PhD, Professor (Almaty, Republic of Kazakhstan)

Nemchinov Yu.I., DSc, Professor (Kiev, Ukraine)

Noroozinejad Farsangi Ehsan, PhD of Civil Engineering, Professor (Kerman, Iran)

Pavlenko O.V., DSc in Mathematics and Physics
(Moscow, Russian Federation)

Rimshin V.I., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Sevost'yanov V.V., PhD in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Semenov V.A., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tonkikh G.P., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tyapin A.G., DSc (Moscow, Russian Federation)

Uzdin A.M., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Khakimov Sh., PhD, Professor (Tashkent, Republic of Uzbekistan)

Khachiyani E.E., DSc, Professor (Yerevan, Republic of Armenia)

Cheverev V.G., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Cimellaro Gian Paolo, Associate Professor (Turin, Italy)

Emri Igor, PhD, Professor (Ljubljana, Republic of Slovenia)

Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. Earthquake Engineering. Constructions Safety.

СОДЕРЖАНИЕ

№ 4 – 2020

Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений	
Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б.	8
Вероятностная оценка величин надежности для кирпичных зданий	
Сейсмическое районирование	
Децеровская Е.В., Павленко О.В.	26
Эффекты аномально слабого и сильного усиления сейсмических волн в грунтовых слоях, на примере 2-х станций сети сильных движений Японии KiK-net	
Есть мнение	
Тяпин А.Г.	41
Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах: общий случай геометрии	
Теоретические и экспериментальные исследования	
Альдреби Зиад Ахмад	55
Повышение устойчивости минаретов мечетей против сейсмического и ветрового воздействий с помощью инерционных демпферов	
Варганов Д.В.	
Влияние нормального сцепления на прочность кладки из ячеистого бетона, в том числе при сейсмических воздействиях	69
Хворова А.А.	
Математическая модель притока жидкости к скважине с использованием производных дробного порядка	84
Об авторах	93

12+
ISSN 2618-9283
(с) РАСС, 2020

**Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.
Earthquake Engineering. Constructions Safety.**

CONTENTS

№ 4 – 2020

Monitoring and certification of seismic constructions

Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B. **8**
Probabilistic Estimation of Reliability Values for Brick Buildings

Seismic Zoning

Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V. **26**
Effects of anomalously weak and strong amplification of seismic waves in soil layers, with the example of two stations of KiK-net strong motion network of Japan

Viewpoints

Tyapin A.G. **41**
Planar Vibrations of Rigid Structure on Kinematic Supports: General Geometry

Theoretical and Experimental Studies

Aldrebi Z.A. **55**
Increasing the Resistance of Mosque Minarets against Seismic and Wind Impacts by Using Tuned Mass Dampers

Vartanov D.N. **69**
The Effect of Normal Adhesion on the Strength of a Cellular Concrete, Including Seismic Input

Khvorova A.N. **84**
Mathematical Model of Fluid Flow to the Well Using Fractional Derivatives

About authors **93**

12+
ISSN 2618-9283
(c) PACC, 2020

*Мониторинг и паспортизация зданий и
сооружений
Monitoring and certification of seismic constructions*

УДК 699.841

Лапин В.А.

кандидат технических наук, директор Центра научных исследований -
ученый секретарь АО «КазНИИСА», член-корреспондент НИА РК и МИА.
Алматы, Республика Казахстан

Алдахов Е.С.

директор Центра сейсмостойкости и обследования АО «КазНИИСА».
Алматы, Республика Казахстан

Алдахов С.Д.

зав. отдела системного анализа последствий землетрясений АО
«КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

Али А.Б.

инженер АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

**ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА ВЕЛИЧИН НАДЕЖНОСТИ ДЛЯ
КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ**

Аннотация: В 2017-2018 годах в городе Алматы впервые проведена полная паспортизация жилого фонда многоквартирных зданий. Выявлено 1607 многоэтажных кирпичных зданий высотой 2-4 этажа. По результатам паспортизации впервые получены количественные оценки априорных и апостериорных величин вероятности отказа и надежности для кирпичных зданий. Учитывается повторяемость землетрясений. Методом статистического моделирования с использованием экспериментальных данных, полученных при регистрации взрывов в МЕДЕО, вычислены априорные вероятности отказа кирпичных зданий. Результаты оценок величин надежности и отказа используются для практических рекомендаций по уменьшению риска и ожидаемых потерь при возможных землетрясениях.

Ключевые слова: паспортизация, риск, кирпичное здание, потери, надежность, повторяемость

Lapin V.A.

Ph.D.in Engineering Science, Director of the Center for Scientific Research of the Construction Industry, Corresponding Member of the NIA of Kazakhstan and IEA, KazRDICA JSC. Almaty, Kazakhstan

Aldakhov E.S.

Director of Seismic Resistance and Survey Center, KazRDICA JSC. Almaty,

Kazakhstan

Aldakhov S.D.

Head of the Department of Analysis of the Consequences of Severe Earthquakes, KazRDICA JSC. Almaty, Kazakhstan

Ali A.B.

engineer, KazRDICA JSC. Almaty, Kazakhstan

PROBABILISTIC ESTIMATION OF RELIABILITY VALUES FOR BRICK BUILDINGS

Abstract: In 2017-2018, for the first time in the city of Almaty, a complete certification of the housing stock of apartment buildings was carried out. 1607 multi-storey brick buildings 2-4 floors high were identified. Based on the results of certification, quantitative estimates of the probability of failure and reliability for brick buildings were first obtained. The frequency of earthquakes is taken into account. A priori probabilities of brick buildings failure were calculated by statistical modeling using experimental data obtained during the recording of explosions in MEDEO. The results of reliability and failure estimates will be used for practical recommendations to reduce risk and expected losses in possible earthquakes.

Keywords: certification, risk, brick building, losses, reliability, repeatability

DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-8-25](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-8-25)

1. Введение

Район мегаполиса Алматы является самой высокосейсмичной территорией в Центральной Азии. За последние 140 лет здесь произошло 3 сильных землетрясения с магнитудами 7-8 - Верненское 1887 года, Чиликское 1889 года и Кебинское (Кеминское) 1911 года.

Кирпичные конструкции исторически являются одним из древнейших строительных материалов, широко применяемых в строительстве зданий различного назначения. Кирпичи различных типов изготавливаются в большом количестве до настоящего времени и весьма широко применяются в жилищном строительстве [1-3].

Жилые здания с несущими кирпичными стенами высотой от двух и до четырех этажей на территории г. Алматы возводились в течение длительного периода, но наиболее интенсивно их строительство велось с 1930 по 1968 гг.

В настоящее время строительство жилых зданий с несущими кирпичными стенами высотой более двух этажей на территории г. Алматы запрещено.

Кирпичные здания проектировались с соблюдением требований норм разных лет и, по этой причине, их способность сопротивляться сейсмическим воздействиям высокой интенсивности различна.

В 2017-2018 годы в городе Алматы проведена тотальная паспортизация многоквартирного жилого фонда [4-8], по результатам которой были созданы электронные паспорта обследованных зданий.

В электронных паспортах указаны: административный район, адрес, наименование и назначение здания, год постройки, серия типового проекта (при наличии), по которому строилось обследуемое здание, форма здания в плане, объемно-планировочные и конструктивные решения, наличие (отсутствие) капитального ремонта, наличие (отсутствие) пристроек, наличие газификации, лифтов, категории грунтов по сейсмическим свойствам, сейсмичность района строительства и участка площадки строительства, расположение в зоне возможного проявления тектонического разлома на дневной поверхности, наличие антисейсмических швов, наличие антисейсмических мероприятий, краткое заключение о техническом состоянии конструкций, наличие эвакуационных путей и площадок для сбора при землетрясениях, оценка сейсмической уязвимости, фотографии фасадов и кровли зданий, выполненные с помощью беспилотных летательных аппаратов вертолетного типа, возможные мероприятия по перепланировкам, реконструкции. Электронные паспорта каждого здания были внесены в электронную карту г. Алматы.

Ниже проводятся оценки надежности и риска таких зданий с использованием результатов паспортизации.

Одной из целей исследования является сравнение априорной и апостериорной вероятности отказа кирпичных зданий по результатам предыдущих исследований особенностей сейсмического воздействия, а также по результатам паспортизации.

2. Результаты паспортизации 2017-2018 годов

2.1. Многоквартирные 2-этажные жилые дома с несущими кирпичными стенами

Многоквартирные 2-этажные жилые дома с несущими кирпичными стенами проектировались на основании статической теории сейсмостойкости и возводились в период с 1930 по 1957 гг.

Фундаменты зданий и стены подвала – сборные железобетонные фундаментные блоки толщиной 500 мм из монолитного бетона. Глубина заложения фундаментов составляет 1.3 м (2.8 м – при наличии подвала).

Надземная часть зданий решена с несущими кирпичными стенами. Толщина наружных стен составляет 510 мм; внутренних стен – 380 мм.

Перекрытия решались в двух вариантах: с применением сборных или монолитных железобетонных плит и с применением деревянных балок со щитовым настилом.

2.2. Многоквартирные 3 и 4-этажные жилые дома с несущими кирпичными стенами

К категории многоквартирных 3 и 4-этажных жилых домов с несущими кирпичными стенами относятся дома, запроектированные по типовым сериям 261, 275, 308.

Серия 261 была разработана в 1955 г. Здания этой серии имеют три этажа с подвалом. Фундаменты выполняются из бутобетона, а стены подвала – из сборных бетонных блоков. Перекрытия решались в двух вариантах: с применением сборных железобетонных плит и с применением деревянных балок со щитовым настилом.

Для зданий серии 261 характерны:

- низкая прочность кирпичной кладки;
- недостаточная жесткость деревянных перекрытий;
- часть внутренних несущих стен прерывалась по ширине здания;
- узкие простенки не армировались;
- занижено предельное значение отношения высоты этажа к толщине стен;
- превышение предельно допустимой высоты;
- существенный физический износ конструкций.

Серия 275 была разработана в 1957 г. Здания этой серии имеют четыре этажа с подвалом. Фундаменты выполняются из бутобетона, а стены подвала – из сборных бетонных блоков. Перекрытия выполнялись из сборных многопустотных железобетонных плит с устройством железобетонных обвязок.

Для зданий серии 275 характерны:

- низкая прочность кирпичной кладки;
- узкие простенки не армировались;
- превышение предельно допустимой высоты;
- существенный физический износ конструкций.

Серия 308 была разработана в 1958 г. Здания этой серии имеют три и четыре этажа с подвалом. Фундаменты выполняются из бутобетона, а стены подвала – из сборных бетонных блоков. Перекрытия выполнялись из сборных многопустотных железобетонных плит с устройством железобетонных обвязок.

При паспортизации было обследовано 663 многоквартирных 3 и 4-этажных жилых дома с несущими кирпичными стенами серии 308.

Для зданий серии 308 характерны:

- низкая прочность кирпичной кладки;

- узкие простенки не армировались;
- превышение предельно допустимой высоты;
- существенный физический износ конструкций.

По объемно-планировочным и конструктивным решениям здания типовых серий 275, 308 решены одинаково. Поэтому в разработанном отчете по техническому обследованию не предусмотрено их разделение, а принятые мероприятия по их усилению являются одинаковыми.

Сравнительный анализ комплекса проведенных работ по детальному обследованию и результатов расчетов позволяют заключить, что многоквартирные 3 и 4-этажные жилые дома с несущими кирпичными стенами выполнены без антисейсмических мероприятий, их объемно-планировочные и конструктивные решения не соответствуют действующим нормам сейсмостойкого строительства и являются сейсмоопасными.

По данным паспортизации 99,07% кирпичных зданий признаны не сейсмостойкими. Это 1594 дома из общего количества из таблицы 1. Результаты получены с использованием ранее проведенных экспериментальных исследований и анализе последствий сильных землетрясений, накопленного опыта детального обследования жилых зданий и по данным инженерно-сейсмометрической службы АО «КазНИИСА».

Таблица 1. Распределение кирпичных зданий с несущими стенами по сериям

Table 1 – The structure of the housing stock of the city of Almaty - multi-apartment buildings

№	Серии кирпичных зданий	Количество зданий
	2-этажные	912
	261 серия	30
	275 серия	2
	308 серия	663
	Итого:	1607



Рисунок 1 - Двухэтажное здание с несущими кирпичными стенами

Figure 1 – Multi-apartment residential buildings surveyed in 2017-2018



Рисунок 2 - Четырехэтажное здание с несущими кирпичными стенами

Figure 2 - Large-panel building with the first flexible floor, 47 Mynbaev St.

2.3. Экспериментальные данные по динамическим характеристикам

В 1966 и 1967 годах были проведены динамические испытания объектов городской застройки города Алматы путем организации серии мощных взрывов, необходимых для строительства селезащитной плотины в ущелье реки Малая Алматинка (в урочище Медео) [9].

Первый правобережный взрыв из зарядов двух серий с общим весом взрывчатых веществ (ВВ) 5294 тонны был произведен 21 октября 1966 года. Второй – левобережный взрыв – также из зарядов двух серий с общим весом ВВ около 3900 тонн был осуществлен 14 апреля 1967 года.



Рисунок 3 - Экспериментальный полигон в Медео, в центре 4-этажное кирпичное здание

Figure 3 - Experimental landfill in Medeo, in the center of a 4-story brick building

Сотрясения грунта на территории города оценивалась при первом взрыве в 3-5 баллов, при втором – 2-3 балла. В зоне, близкой к эпицентру взрыва, с радиусом около двух километров, воздействие соответствовало землетрясению в 7-8 баллов.

Под руководством академика Т.Ж. Жунусова была организована

регистрация колебаний зданий всех типов, типичных для застройки города Алматы.

При первом взрыве было исследовано 23 здания существующей застройки в городской черте, при втором изучено поведение шести опытных зданий – натуральных фрагментов современных в то время типовых сейсмостойких зданий, специально построенных на расстоянии 800 м от эпицентра взрыва.

При первом взрыве были инструментально зарегистрированы колебания двух четырехэтажных (серии 275 и 308) и одного трехэтажного здания. Установлено, что для двух четырехэтажных зданий были получены периоды колебания в поперечном направлении 0,20-0,22 сек. В продольном направлении период колебания увеличился до 0,22-0,35. Логарифмический декремент для обоих зданий в поперечном направлении 0,51-0,52, в продольном – 0,38-0,41.

Для трехэтажного кирпичного здания с подвалом величина периода колебаний существенно не изменилось по сравнению с четырехэтажным зданием и составила 0,20 сек. При этом логарифмический декремент колебания равен 0,47.

При втором взрыве инструментально измерялись колебания 4-х этажного кирпичного здания серии 308, возведенного на специальном полигоне вблизи эпицентра взрыва. На уровне фундамента здания зарегистрировано ускорение 600 см/с^2 , а на уровне перекрытия 4-го этажа – 900 см/с^2 . Здание колебалось с периодом колебания 0,3-0,5 сек. Следовательно, период колебания при высокоинтенсивном воздействии изменился не менее, чем в 2 раза. Логарифмический декремент составил 0,38-0,52.

Таким образом, имеются экспериментальные данные о поведении кирпичных зданий с несущими стенами тех серий, которые построены в г. Алматы.

3. Априорная оценка надежности зданий с несущими кирпичными стенами

3.1. Математическая модель

Под априорной оценкой надежности здания с несущими кирпичными стенами здесь понимается вероятность безотказной работы с использованием ранее полученных экспериментальных данных из раздела 2.3, количественных характеристик модели сейсмического воздействия с учетом повторяемости землетрясений в районе города Алматы.

В общем случае для анализа реакции и для оценки надежности таких зданий допустимой расчетной моделью может служить одномассовая консольная система с сосредоточенной массой и диаграммой деформирования (ДД). Интегрируется дифференциальное уравнение

$$m\ddot{x} + \mu\dot{x} + R(x) = -m\ddot{x}_{0i} \quad (1)$$

где:

$R(x)$ - нелинейная восстанавливающая сила,

\ddot{x}_{0i} - i -ая акселерограмма,

μ – коэффициент неупругого сопротивления (гипотеза Фойхта),

m – масса здания,

x – горизонтальное перемещение.

Однако по данным раздела 2.3, параметры расчетной модели возможно принять только линейной $R(x)=cx$, где « c » – жесткость модели, которую можно определить по величине экспериментального периода колебания кирпичного здания $T=0,2$ сек.

Расчеты выполняются методом статистических испытаний (методом Монте-Карло) с использованием возможностей системы компьютерной математики MATLAB. Сейсмическое воздействие моделировалось стационарным случайным процессом, который получается путем умножения реализаций стационарного процесса на детерминированную огибающую. Детерминированная огибающая принята в виде дробно-рациональной функции Аптикаева Ф.Ф.

$$A = A_{max} \frac{3td}{9t^2 - 9td + 4d^2} \quad (2)$$

Величина d есть эффективная длительность сейсмического воздействия (продолжительность воздействия с интенсивностью не менее половина максимума – ширина импульса).

Выполним расчет здания с учетом региональных особенностей сейсмического воздействия для города Алматы – мегаполиса с населением свыше 2 миллионов человек. Согласно действующей Карте сейсмического зонирования Республики Казахстан, медианные величины ускорения на территории города равны при повторяемости 1 раз в 475 лет $0,38g$, а при повторяемости 1 раз в 2475 лет – $0,73g$. Здесь g есть ускорение свободного падения.

Двум указанным величинам ускорений ближе всего соответствуют две акселерограммы Байсорунского землетрясения 1990 года с пиками ускорения $699,2 \text{ см/с}^2$ и $436,9 \text{ см/с}^2$. Отличие пиковых значений ускорения от величин, нормируемых Картой сейсмического зонирования, здесь 2-8%. Поэтому эти акселерограммы могут быть взяты как исходные для моделирования сейсмического воздействия случайным процессом. В таблице 2 приведены некоторые параметры инструментальных записей – акселерограмм.

Беглый анализ таблицы 2 показывает, что акселерограммы хорошо отцентрированы. Инструментальные записи высокочастотные.

Преобладающие периоды и несущие частоты определены по спектральной плотности с использованием пакета Signal Processing Toolbox СКМ MATLAB. При общей продолжительности воздействия свыше 8 сек эффективная длительность (продолжительность колебаний с амплитудой большей половины максимума) составляет 2,5 сек, т.е. примерно 30% от общей длительности. Эффективная длительность одна из характеристик рекомендуемой детерминируемой огибающей (2).

Отношение максимальных значений ускорений компонент 1,6.

Таблица 2 – Параметры акселерограмм
Table 2 – Characteristics of the probability of failure Q for building groups

Параметры	Компонента 1 (N-S)	Компонента 2 (E-W)
Максимум акселерограммы, см/с ²	699,2	436,92
Минимум акселерограммы, см/с ²	-589,85	-375,53
Дисперсия, см ² /с ⁴	69,64	72,05
Среднеквадратичное значение, см/с ²	8,34	8,49
Размах, см/с ²	1289,05	812,450
Среднее значение, см/с ²	4,193	6,098
Медианное значение, см/с ²	1,600	9,845
Максимум спектральной плотности	42,20; 36,58	39,69
Частота, 1/с	3,66; 4,76	4,88
Период, с	0,27; 0,21	0,20
Длительность колебаний с амплитудой большей половины максимума (эффективная длительность), с	2,52	2,50

Для оценки качества модели воздействия выполним расчет вероятностных характеристик и надежности кирпичного здания.

Для решения задачи применяются модули системы компьютерной математики MATLAB. В расчетах используется по 5000 реализаций нестационарного случайного процесса. Реализуется схема метода статистических испытаний (метод Монте-Карло). Коэффициент внутреннего вязкого трения принят 3,52 т·сек/см, что соответствует величине логарифмического декремента колебания 0,3. В таблице 3 приведены результаты расчетов.

Таблица 3 - Вероятностные характеристики реакции кирпичного здания
 Table 3 - Probabilistic characteristics of the reaction of a brick building

№	Среднее, см	Медиана, см	Стандарт, см	Надежность, W	Отказ, Q
1	1,30	1,26	0,35	0,987	0,013
2	2,81	2,71	0,81	0,264	0,736

Априорная надежность кирпичного здания в случае реализации использования данных из таблицы 3 представляется в виде (W_{475} -величина надежности при сейсмическом воздействии с повторяемостью 475 лет, W_{2475} - величина надежности при сейсмическом воздействии с повторяемостью 2475 лет)

$$W=W_{475} * W_{2475}$$

Очевидно, что $W=0,987*0,264=0,261$. Таким образом, общая надежность кирпичного здания равна или меньше величины надежности при более интенсивном сейсмическом воздействии. Эта величина надежности есть количественная мера сейсмостойкости здания.

Здесь априорную вероятность отказа или вероятность безотказной работы следует понимать следующим образом. Вводятся некоторые минимальные предположения относительно характеристик здания (экспериментальный период колебания) и воздействия – амплитудные и частотные характеристики воздействия, привязанные к повторяемости землетрясений. Полученные величины W и Q есть априорные вероятности отказа и надежности кирпичных зданий в предположении минимальной информации о характеристиках сейсмического воздействия и кирпичного здания. Указанный подход является приближенным.

3.2 Апостериорные оценки вероятности отказа

Название подхода связано с тем, что феноменология рассматривает конкретный опыт и пытается описать его по возможности с минимальными искажениями или толкованиями.

В качестве гипотезы будем считать приведенные результаты истинными и полученными при реализации следующего критерия отказа. Отказ Q здесь событие, состоящее в том, что при землетрясении интенсивностью 9 баллов степень повреждения объекта будет такой, при которой будет исключено его дальнейшее функционирование. Отнесение здания к классу не сейсмостойких выполняется группой экспертов,

которые на основе предыдущего опыта и объективной информации относят его к указанному классу.

Предположим, что условные вероятности отказов при указанных значениях ускорения одинаковы, т.е. сейсмостойкие здания являются таковыми и при указанных величинах A . Реализуется схема или землетрясение с повторяемостью 1 раз в 475 лет, или 1 раз в 2475 лет. Срок службы здания принят 50 лет. В последней строке таблицы 4 приведены суммарные вероятности отказов по всем кирпичным зданиям $Q_{475}=0,10422$ и $Q_{2475}=0,01832$.

Таблица 4 – Характеристики вероятности отказа Q для кирпичных зданий

Table 4 - Characteristics of the probability of failure Q for brick buildings

№	Конструктивное решение	Величина отказа по кирпичным зданиям	Величина отказа при повторяемости 475 лет	Величина отказа при повторяемости 2475 лет	Величина ущерба в % от первоначальной стоимости U
1	Кирпичное	0,9907	0,10422	0,01832	100

Тогда общая величина $Q_k = Q_0 P_{475} + Q_0 P_{2475}$.

Тогда величина общей надежности по группе кирпичных жилых зданий

$$W_k = 1 - 0,10422 - 0,01832 = 0,87746 \quad (3)$$

Полученная величина общей надежности W_k есть объективная количественная характеристика состояния группы кирпичных многоэтажных жилых зданий в г. Алматы с учетом повторяемости сейсмического воздействия. Дальнейшие действия могут увеличить или уменьшить указанную величину W_k .

Возникает вопрос – величина W_k значительная или не очень. Здесь правильнее говорить, что это объективная величина – апостериорная оценка сейсмостойкости кирпичных зданий с учетом их фактического состояния и имевших место сейсмических событий. Кирпичные дома строились в основном в 50-60 годы прошлого века, т.е. им по 50, 60, 70 лет и в течение этих сроков они нормально эксплуатировались и сильные землетрясения отсутствовали. Поэтому величина W_k из (3) представляется достаточно логичной. Если завтра будет иметь место сильное сейсмическое событие, то величина W_k изменится и приблизится к значениям априорной величины надежности кирпичных зданий. Очевидно, что мерилom сейсмостойкости зданий является землетрясение

(сейсмическое событие) расчетной интенсивности, которое и даст окончательную апостериорную оценку величин надежности кирпичных зданий.

С использованием данных таблицы 4 и предыдущих вычислений можно выполнить оценку сейсмического риска R .

Используя классическое определение риска как произведение величины вероятности отказа Q на значение функции потерь [12]

$$R = QU \quad (4)$$

где U - ущерб от отказа в долях от первоначальной стоимости объекта.

Понятно, что классические подходы оценки надежности зданий как вероятности не достижения заданной степени повреждения также возможны для реализации [10-24]. Предполагается использовать их при продолжении исследований.

Пример 1. Как изменится величина полной вероятности безотказной работы W_k при условии полного усиления всех кирпичных зданий серии 275 и 308 (663 единиц).

Вероятность отказа по группе зданий указанных серий станет равным 0. Тогда по результатам таблицы 5 $Q_{475}=0,061$, $Q_{2475}=0,012$ и вероятность отказа при девятибалльном воздействии 0.073.

Таблица 5 – Характеристики вероятности отказа Q для кирпичных зданий

Table 5 - Characteristics of the probability of failure Q for brick buildings

№	Конструктивное решение	Величина отказа по кирпичным зданиям	Величина отказа при повторяемости 475 лет	Величина отказа при повторяемости 2475 лет
1	Кирпичное	0,579	0,061	0,012

Тогда общая надежность равна

$$W_k = 0,927$$

Изменение общей надежности с учетом повторяемости составит почти 6%, что достаточно существенно. То же самое без учета повторяемости почти 42%. Это очень существенно. Усиление кирпичных зданий серий 275 и 308 существенно увеличит надежность группы кирпичных зданий и сейсмобезопасность населения.

4. Выводы

1. Многоквартирные жилые дома с несущими кирпичными стенами по объемно-планировочным и конструктивным решениям не соответствуют требованиям действующих норм сейсмостойкого строительства, запроектированы без антисейсмических мероприятий и являются сейсмоопасными.

2. Жилые здания с несущими кирпичными стенами высотой 2 и 3 этажа с деревянными балочными перекрытиями подлежат первоочередному сносу. Усиление зданий этой группы возможно, но нерационально с экономической точки зрения.

3. Жилые здания с несущими кирпичными стенами высотой 3 и 4 этажа с железобетонными перекрытиями в случае необходимости подлежат усилению и реконструкции.

4. Получены вероятностные оценки надежности кирпичных зданий по результатам паспортизации как с учетом повторяемости землетрясений, так и без нее.

5. Результаты паспортизации свидетельствуют о недостаточной сейсмостойкости зданий с несущими кирпичными стенами, 99% которых оказались не сейсмостойкими. Сейсмостойкость таких зданий можно обеспечить только с применением систем сейсмоизоляции различных типов или массовым применением энергопоглощающих элементов. АО «КазНИИСА» имеет огромный опыт применения сейсмоизолирующих систем различных типов [25-28].

Исследования выполнялись с использованием средств гранта АР 05130702 Министерства образования и науки Республики Казахстан.

The research was carried out using the grant AP 05130702 of the Ministry of education and science of the Republic of Kazakhstan.

Литература

1. Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкость зданий из индустриальных кирпичных изделий. Алматы: Наука, 1988. 184 с.

2. Поляков С.В., Сафаргалиев С.Ф. Монолитность каменной кладки. Алматы: Гылым, 1991. 160 с.

3. Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкие каменные конструкции. Алматы: Ана тілі, 1992. 236 с.

4. Лапин В.А., Ержанов С.Е. Проблемы определения сейсмического риска для населенных пунктов Республики Казахстан//Вестник АО КазНИИСА. 2016, вып.7. С.20-24.

5. Лапин В.А., Ержанов С.Е. Алгоритмы определения сейсмического риска для зданий и сооружений в Республике Казахстан//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». 2017. №3. С.31-39.

6. Алдахов Е.С. Способы оценки сейсмического риска применительно к мегаполису города Алматы//Вестник АО КазНИИСА. 2019, вып.7.(95).С.35-46.
7. Тулеев Т.Д., Алдахов С.Д., Алдахов Е.С., Битимбаев А.Т., Али А.Б., Тажикенов А.Б., Лободрыга Т.Д. Паспортизация объектов недвижимости города Алматы//Вестник АО КазНИИСА. 2018, вып.2.(78). С.6-10.
8. Шокбаров Е.М. Паспортизация зданий и сооружений города Алматы//Вестник АО КАЗНИИСА. 2020, вып.1(1-3).С.93-96.
9. Жунусов Т.Ж. Колебания зданий при мощных взрывах в Медео.В сб. «Колебания зданий при взрывах и землетрясениях». Алматы: Издательство «Казахстан».1972.С.3-122.
10. Хакимов Ш.А. Некоторые вопросы оценки сейсмического риска и антисейсмического усиления зданий//Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций. 2001, вып.20(30). С.167-184.
11. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М.: Издательство «АСВ». 2010. 384 с.
12. Сейсмический риск и инженерные решения. Сб. статей / Под ред. Ломнитц У., Розенблют Э. М.: Наука. 1981. 86 с.
13. Джинчвелашвили Г.А., Дзержинский Р.И., Денисенкова Н.Н. Количественные оценки сейсмического риска и энергетические концепции сейсмостойкого строительства //Компьютерные исследования и моделирование. 2018. Т.10. №1. С.61-76.
14. Айзенберг Я.М. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. М.:Наука. 1978. 247 с.
15. Айзенберг Я.М. Модели сейсмического риска и методологические проблемы планирования мероприятий по смягчению сейсмических бедствий//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004. №6. С.31-37.
16. Кофф Г.Л., Гусев А.А., Воробьев Ю.Л., Козьменко С.Н. Оценка последствий чрезвычайных ситуаций. М.:ИПК РЭФИА.1998.364 с.
17. Ципенюк И.Ф. Оценка надежности и учет повторяемости землетрясений при расчетах крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия. В сб. «Развитие методов расчета на сейсмостойкость». ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. 1987.С.138-152.
18. Напетваридзе Ш.Г. Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости. Тбилиси: Издательство «Мецниереба».1985.110 с.
19. Лапин В.А. Способ расчета надежности нелинейной системы при сейсмическом воздействии//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.1998. № 5. С.11-13.
20. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. Discrete dynamiks in Nature&Society, 11(1)2018, p.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958.

21. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam Development of a preliminary seismic risks screening tool for existing building in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2018, vol.45 Issue 9, p717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504
22. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Municipality. *Advanced Engineering Forum*. 2017, Vol.21, p86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86.
23. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. *Shock&Vibration*. 4/29/2018, p.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015.
24. Hare H. John A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Sep2019, Vol.52 Issue 3, p.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149
25. Ержанов С.Е., Лапин В.А. Системы сейсмоизоляции зданий и сооружений в Республике Казахстан и развитых стран мира//Исследования сейсмостойкости и конструкций. 2015, вып.23(33). С.193-208.
26. Lapin V. A., Yerzhanov S. E., Aldakhov Y. S. Statistical modeling of a seismic isolation object under random seismic exposure *Journal of Physics: Conference Series* 1425 012006 doi:10/1088/1742-6596/1425/1/012006
27. Dyrda V., Kobets A., Bulat I., Lapin V., Lysytsia N., Ahaltsov H., Sokol S. Vibroseismic protection of heavy mining machines, buildings and structures. *E3S Web of Conferences*, **109**, 00022. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900022>
28. Bulat A. F., Dyrda V. I., Lysytsya M. I., Grebenyuk S. M. Numerical Simulation of the Stress-Strain State of Thin-Layer Rubber-Metal Vibration Absorber Elements Under Nonlinear Deformation. *Strength of Materials*, **50(3)**, 387–395. <http://doi.org/10.1007/s11223-018-9982-9>

References

1. Safargaliev S.M. Seismostoičnost' zdaniy iz industrial'nykh kirpichnykh izdelii. Almaty: Nauka, 1988, 184 p. [In Russian]
2. Polyakov S.V., Safargaliev S.F. Monolitnost' kamennoi kladki. Almaty: Gylym, 1991, 160 p. [In Russian]
3. Safargaliev S.M. Seismostoičkie kamennye konstruktsii. Almaty: Anaitili, 1992, 236 p. [In Russian]
4. Lapin V.A., Erzhanov S.E. Problemy opredeleniya seismicheskogo riska dlya naseleennykh punktov Respubliki Kazakhstan. *Vestnik AO KazNIISA*. 2016, vyp.7, pp. 20-24. [In Russian]
5. Lapin V.A., Erzhanov S.E. Algoritmy opredeleniya seismicheskogo riska dlya zdaniy i sooruzhenii v Respublike Kazakhstan. *Seismostoičkie stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii*. 2017, no. 3, pp.31-39. [In Russian]

6. Aldakhov E.S. Sposoby otsenki seismicheskogo riska primenitel'no k megapolisu goroda Almaty. Vestnik AO KazNIISA. 2019, vyp.7, (95), pp.35-46. [In Russian]
7. Tuleev T.D., Aldakhov S.D., Aldakhov E.S., Bitimbaev A.T., Ali A.B., Tazhikenov A.B., Lobodryga T.D. Pasportizatsiya ob"ektov nedvizhimosti goroda Almaty. Vestnik AO KazNIISA. 2018, vyp.2 (78), pp.6-10. [In Russian]
8. Shokbarov E.M. Pasportizatsiya zdaniy i sooruzheniy goroda Almaty. Vestnik AO KAZNIISA. 2020, vyp.1 (1-3), pp.93-96. [In Russian]
9. Zhunusov T.Zh. Kolebaniya zdaniy pri moshhnykh vzryvakh v Medeo. V sb. «Kolebaniya zdaniy pri vzryvakh i zemletryasenyakh». Almaty: Izdatel'stvo «Kazakhstan».1972, pp.3-122. [In Russian]
10. Khakimov Sh.A. Nekotorye voprosy otsenki seismicheskogo riska i antiseismicheskogo usileniya zdaniy. Issledovanie seismostoikosti sooruzheniy i konstruksii. 2001, vyp.20 (30), pp.167-184. [In Russian]
11. Rajzer V.D. Teoriya nadezhnosti sooruzheniy. M.: Izdatel'stvo «ASV». 2010, 384 p. [In Russian]
12. Seismicheskii risk i inzhenernye resheniya. Sb. Statei. Pod red. Lomnits U., Rozenblyut Eh. M.: Nauka. 1981. 86 p. [In Russian]
13. Dzhinchvelashvili G.A., Dzerzhinskii R.I., Denisenkova N.N. Kolichestvennye otsenki seismicheskogo riska i ehnergeticheskie kontseptsii seismostoikogo stroitel'stva. Komp'yuternye issledovaniya i modelirovanie. 2018, t.10, no.1, pp. 61-76. [In Russian]
14. Eizenberg Ya.M. Adaptivnye sistemy seismicheskoi zashhity sooruzheniy. M.: Nauka. 1978. 247 p. [In Russian]
15. Eizenberg Ya.M. Modeli seismicheskogo riska i metodologicheskie problemy planirovaniya meropriyatii po smyagcheniyu seismicheskikh bedstvii. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy. 2004, no.6, pp.31-37. [In Russian]
16. Koff G.L., Gusev A.A., Vorob'ev YU.L., Koz'menko S.N. Otsenka posledstvii chrezvychainykh situatsii. M.: IPK REHFIA.1998.364 p. [In Russian]
17. Tsipenyuk I.F. Otsenka nadezhnosti i uchet povtoryaemosti zemletryaseniya pri raschetakh krupnopanel'nykh zdaniy na seismicheskoe vozdeystviya. V sb. «Razvitiye metodov rascheta na seismostoikost'». TSNIISK im. V.A. Kucherenko. 1987, pp.138-152. [In Russian]
18. Napetvaridze Sh.G. Veroyatnostnye zadachi inzhenernoi seismologii i teorii seismostoikosti. Tbilisi: Izdatel'stvo «Metsniereba».1985.110 p. [In Russian]
19. Lapin V.A. Sposob rascheta nadezhnosti nelineinoy sistemy pri seismicheskoy vozdeystvii. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy.1998, no.5, pp.11-13. [In Russian]
20. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and

Bounded Uncertainties. *Discrete dynamiks in Nature&Society*, 11(1)2018, p.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958 [In English]

21. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam Development of a preliminary seismic risks creening tool for existing building in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2018, vol.45, Issue 9, pp.717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504 [In English]

22. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Municipality. *Advanced Engineering Forum*. 2017, Vol.21, pp.86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86 [In English]

23. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. *Shock&Vibration*. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015 [In English]

24. Hare H. John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Sep2019, Vol.52 Issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149 [In English]

25. Erzhanov S.E., Lapin V.A. Sistemy seismoizolyatsii zdanii i sooruzhenii v Respublike Kazakhstan i razvitykh stran mira. *Issledovaniya seismostoikosti konstruktсии*. 2015, vyp. 23(33), pp.193-208. [In Russian]

26. Lapin V. A., Yerzhanov S. E., Aldakhov Y. S. Statistical modeling of a seismic isolation object under random seismic exposure *Journal of Physics: Conference Series* 1425 012006 doi:10/1088/1742-6596/1425/1/012006 [In English]

27. Dyrda V., Kobets A., Bulat I., Lapin V., Lysytsia N., Ahaltsov H., Sokol S. Vibroseismic protection of heavy mining machines, buildings and structures. *E3S Web of Conferences*, 109, 00022. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900022> [In English]

28. Bulat A. F., Dyrda V. I., Lysytsya M. I., Grebenyuk S. M. Numerical Simulation of the Stress-Strain State of Thin-Layer Rubber-Metal Vibration Absorber Elements Under Nonlinear Deformation. *Strength of Materials*, 50(3), 387–395. <http://doi.org/10.1007/s11223-018-9982-9> [In English]

Для цитирования: Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б. Вероятностная оценка величин надежности для кирпичных зданий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 4. С. 7-25. DOI 10.37153/2618-9283-2020-4-8-25

For Citation: Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D, Ali A.B. Probabilistic Estimation of Reliability Values for Brick Buildings. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 4, pp. 7-25. (In Russian). DOI 10.37153/2618-9283-2020-4-8-25

УДК 550.347

Дещеревская Е.В.

Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация

Павленко О.В.

Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация

ЭФФЕКТЫ АНОМАЛЬНО СЛАБОГО И СИЛЬНОГО УСИЛЕНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЛН В ГРУНТОВЫХ СЛОЯХ, НА ПРИМЕРЕ 2-Х СТАНЦИЙ СЕТИ СИЛЬНЫХ ДВИЖЕНИЙ ЯПОНИИ KIK-NET

Аннотация: По записям вертикальных групп KiK-net (сети сильных движений Японии) изучаются экспериментально наблюдаемые эффекты аномально слабого и сильного усиления сейсмических волн в мягких приповерхностных грунтах. Усиление оценивалось по пиковым ускорениям в записях ~20 землетрясений для каждой станции; для интерпретации полученных результатов привлечены модели поведения грунта на этих станциях при землетрясении Тохоку 11 марта 2011 г.

Общий вывод, который можно сделать на основании полученных результатов – что действие трех механизмов преобразования сейсмических волн в грунтовых слоях в большой степени зависит от состава грунтового профиля до глубин порядка 100 м.

Ключевые слова: усиление сейсмических волн, резонансные эффекты, нелинейность поведения грунта, модели поведения грунта, сеть KiK-net

Deshcherevskaya E.V.

Schmidt Institute of Physics of the Earth, Russian Academy of Sciences. Moscow, Russian Federation

Pavlenko O.V.

Schmidt Institute of Physics of the Earth, Russian Academy of Sciences. Moscow, Russian Federation

EFFECTS OF ANOMALOUSLY WEAK AND STRONG AMPLIFICATION OF SEISMIC WAVES IN SOIL LAYERS, WITH THE EXAMPLE OF TWO STATIONS OF KIK-NET STRONG MOTION NETWORK OF JAPAN

Abstract: Experimentally observed effects of anomalously weak and strong amplification of seismic waves in soft subsurface soils are studied using the records of KiK-net seismic vertical arrays (of strong motion network of Japan).

The amplification was estimated based on peak ground accelerations recorded during ~20 earthquakes at each station. To interpret the obtained results, we engaged models of soil behavior at these sites during the Tohoku earthquake on March 11, 2011.

The general conclusion that can be drawn from the obtained results is that the effect of the three mechanisms of seismic wave transformations in soil layers largely depends on the composition of the soil down to depths of ~100 m.

Keywords: seismic wave amplification, resonant phenomena, nonlinearity of soil behavior, models of soil behavior, KiK-net network

DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-26-40](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-26-40)

Введение

Влияние локальных геологических и грунтовых условий на интенсивность колебаний поверхности и разрушения при землетрясениях известно давно. Распространенность и значимость локальных эффектов стимулировали многочисленные инструментальные исследования, в которых сравнивались записи, полученные на осадочных породах и кристаллических породах основания или на близлежащих выходах скальных пород.

В результате проведенных исследований установлены три основных физических механизма преобразования сейсмических колебаний в приповерхностных грунтах:

- переход сейсмических волн в приповерхностные слои с меньшими значениями скоростей и плотностей, в соответствии с законом сохранения плотности потока сейсмической энергии, приводит к тому, что амплитуды волн резко возрастают;
- имеют место резонансные явления, захват сейсмических волн более рыхлыми приповерхностными слоями, вследствие контраста импедансов, также приводящие к возрастанию амплитуд колебаний;
- отмечается и противоположная тенденция: уменьшение амплитуд колебаний из-за нелинейной связи напряжение - деформация в грунтах (из-за появления дополнительного нелинейного поглощения).

Действие трех перечисленных механизмов обычно приводит к тому, что в грунтах наблюдается усиление слабых сигналов и ослабление сигналов большей интенсивности, что неоднократно отмечалось сейсмологами (см. например, Yoshida and Iai, 1998).

Однако действие этих основных механизмов может зависеть не только от сейсмических скоростей, но и от состава грунта.

В работе (Дещеревская, Павленко, 2020) изучался отклик мягких песчаных и песчано-лессовых грунтов на слабые и сильные сейсмические воздействия; коэффициенты усиления сейсмических волн в грунтовой толще (в верхних ~100 м), рассчитанные по пиковым ускорениям (PGA –

peak ground accelerations) на поверхности и на глубине нижнего датчика вертикальной группы (вертикальная сейсмическая группа сети KiK-net состоит из 2-х 3-х компонентных акселерометров, установленных на поверхности и на глубине ~100-200 м) составили на двух станциях для слабых движений 3,6 и 4,4 со стандартными отклонениями ~0,7. При сильных движениях усиление несколько снижалось.

Такие значения коэффициентов усиления на станциях с мягкими приповерхностными грунтами можно считать близким к средним. В настоящей работе изучаются эффекты усиления сейсмических движений на 2-х станциях (вертикальных группах) KiK-net с мягкими приповерхностными грунтами, которые показали аномально слабое (~2,0) и аномально сильное (~20,0) усиления, при оценивании по пиковым ускорениям.

Данные и результаты

Анализируются записи двух вертикальных групп сети KiK-net с мягкими приповерхностными грунтами, MYGH08 и IWTN02, которые показали минимальное (1.6) и максимальное (18.3) усиление сильных движений при землетрясении Тохоку 11 марта 2011 г. Как видно из карты распределения пиковых ускорений при землетрясении Тохоку (Рис. 1), на станции MYGH08, расположенной вблизи эпицентра, ускорения ниже (283 см/с^2 и 256 см/с^2 на 2-х горизонтальных компонентах), чем на удаленной станции IWTN02 (536 см/с^2 и 587 см/с^2 на 2-х горизонтальных компонентах). Обе станции – с мягкими приповерхностными грунтами; грунтовые профили станций показаны на Рис. 2 и 3.

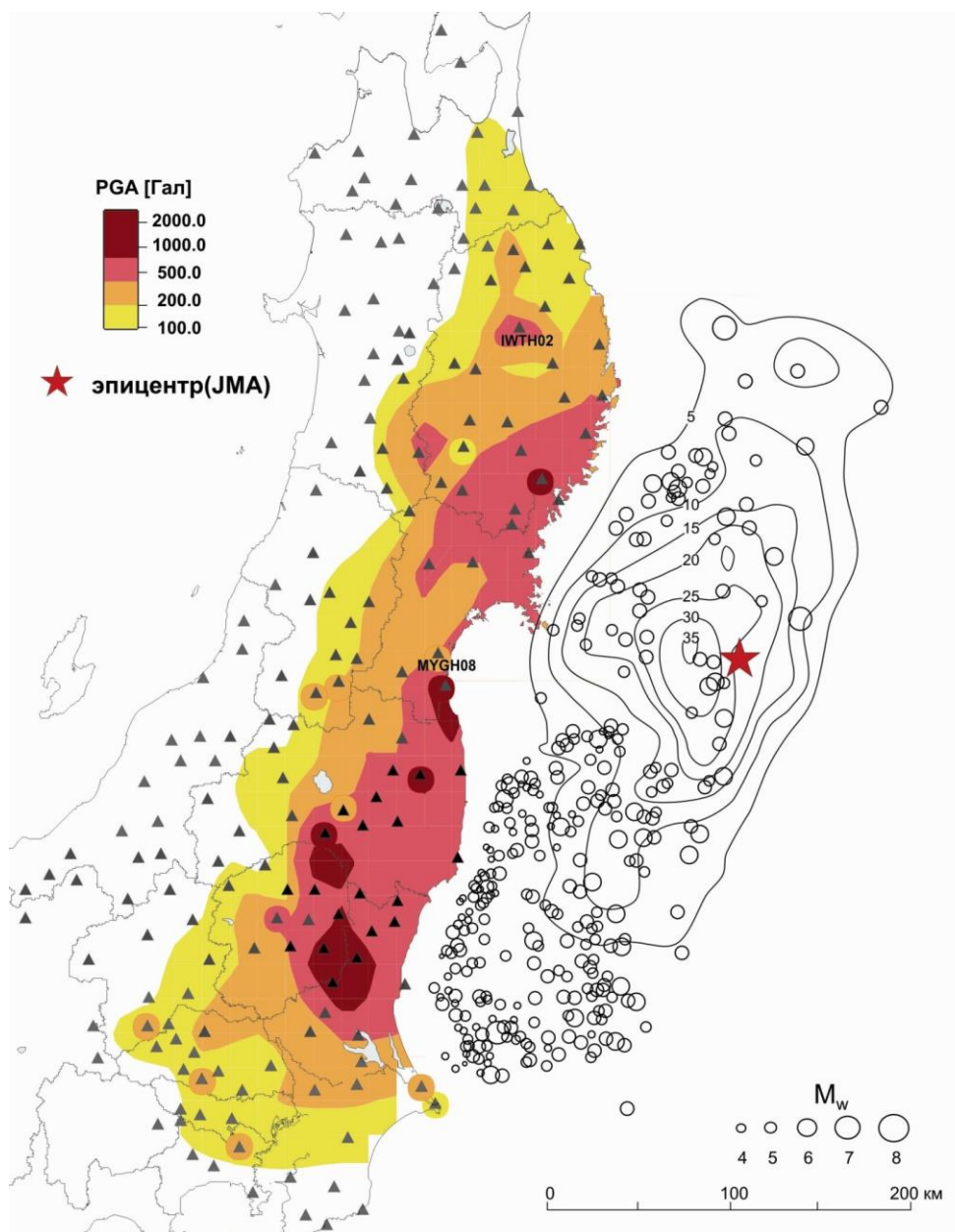


Рисунок 1 - Распределение пиковых ускорений на о. Хонсю при землетрясении Тохоку (данные NIED), расположения основного толчка (звездочка), афтершоков с магнитудами $M > 3$ (кружки), зарегистрированных в течение 24-х часов после основного толчка (показывают разломную плоскость землетрясения), и станций KiK-net (треугольники). Изолинии - подвижки на разломной плоскости (в метрах), согласно Koketsu и др. [2011]

Figure 1 - Distribution of peak accelerations on Honshu Island during the Tohoku earthquake (NIED data), locations of the main shock (star), aftershocks with magnitudes $M > 3$ (circles) recorded within 24 hours after the main shock (showing the fault plane), and KiK-net stations (triangles). Isolines show displacements on the fault plane (in meters), according to Koketsu et al. [2011].

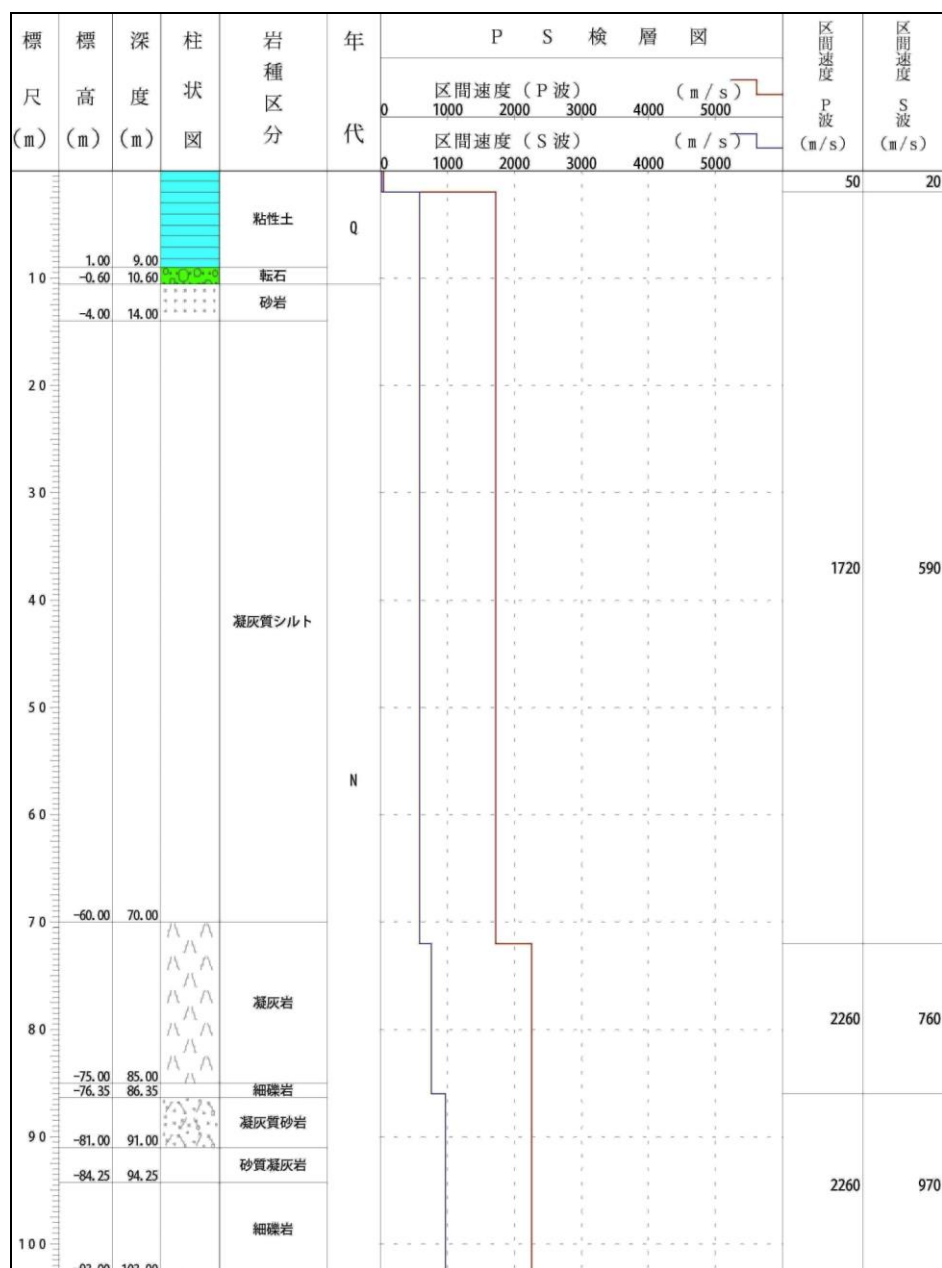


Рисунок 2 - Грунтовый профиль на станции MYGH08: 0-9 м – вязкие глины; 9-14 м – каменистый грунт и песчаник; 14-70 м – агломерат (рыхлые скопления неокатанных обломков горных пород) и илы; ниже – вулканический туф, конгломерат (окатанные обломки различного состава, величины и формы, цементированные глиной, известью, кремнезёмом и др.), туф, песчаник

Figure 2 - Soil profile at station MYGH08: 0-9 m - viscous clays; 9-14 m - rocky soil and sandstone; 14-70 m - agglomerate (loose accumulations of non-rounded rock fragments) and silts; below - volcanic tuff, conglomerate (rounded fragments of various compositions, sizes and shapes, cemented by clay, lime, silica, etc.), tuff, sandstone.

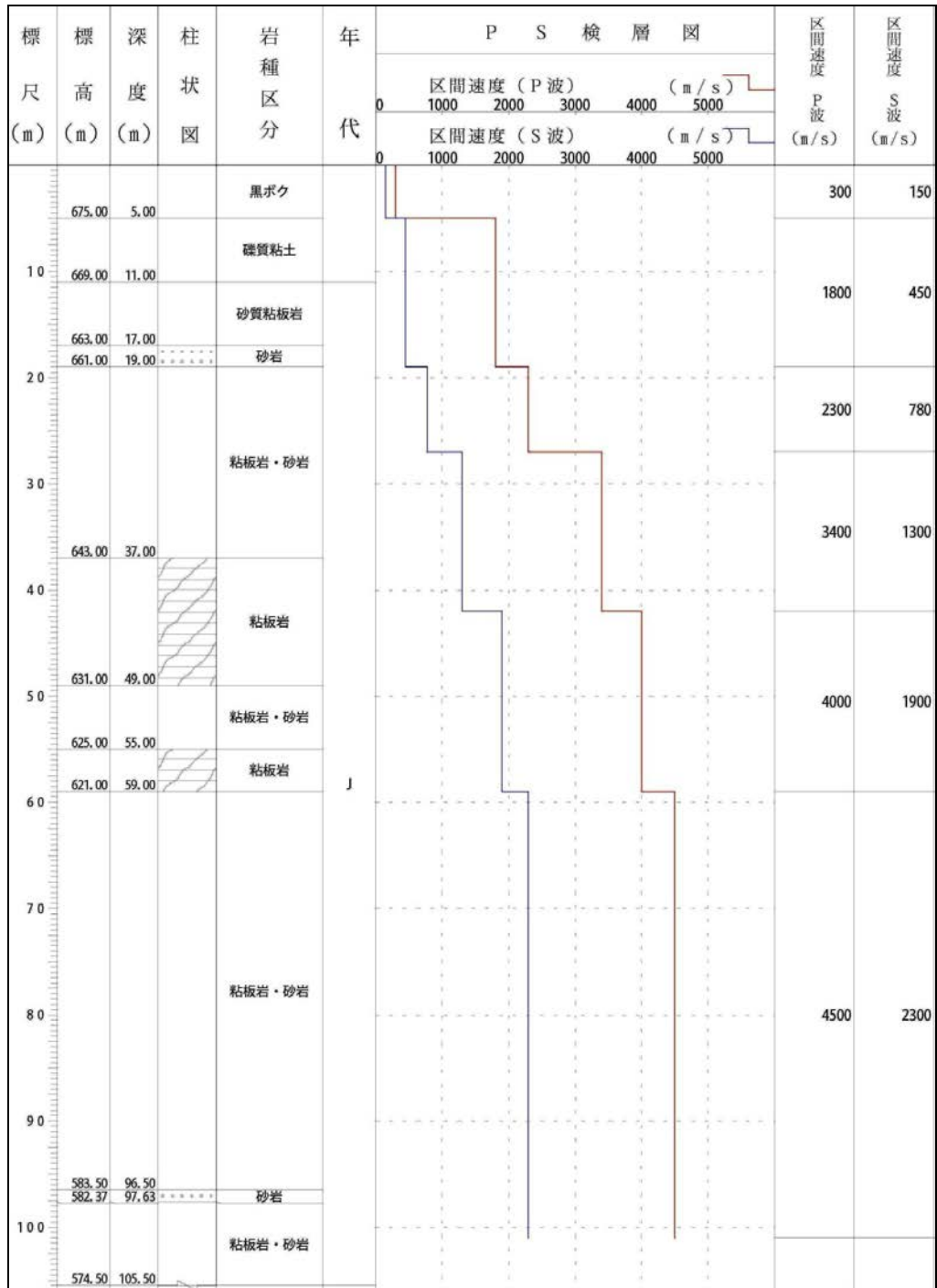


Рисунок 3 - Грунтовый профиль на станции IWTH02: 0-5 м – чернозем; 5-11 м – гравий, глина; 11-17 м – песок, сланец; ниже – чередование слоев песчаника, сланца+песчаника и сланца

Figure 3 - Soil profile at station IWTH02: 0-5 m - humus; 5-11 m - gravel, clay; 11-17 m - sand, shale; below - alternation of layers of sandstone, shale + sandstone and shale.

Как видно из рисунков, вблизи поверхности на обеих станциях залегают достаточно мягкие грунты, и до глубин ~30 м скорости поперечных волн не превышают 800 м/с.

Согласно подходам, применяемым в строительных нормах РФ (СП...2018), оценим средние скорости S-волн на двух станциях в верхних 10 м и в верхних 30 м.

Получим: для станции MYGH08 $V_{s10} = 153$ м/с, $V_{s30} = 303$ м/с;

для станции IWTN02 $V_{s10} = 225$ м/с, $V_{s30} = 390$ м/с, т.е.

близкие значения.

Между тем, при землетрясении Тохоку 11 марта 2011 г. эти 2 станции показали усиление сейсмических волн, различающееся более чем в 10 раз: 1,61 (MYGH08) и 18,37 (IWTN02); оценки сделаны по пиковым ускорениям на поверхности и на глубине установки нижнего датчика вертикальной группы ~100 м и усреднены по 2-м горизонтальным компонентам.

В Таблицах 1 и 2 приведены оценки коэффициентов усиления А при других, более слабых землетрясениях, зарегистрированных станциями.

Таблица 1 - Станция MYGH08
Table 1 - Station MYGH08

№	Дата	Координаты		Н, км	М	R, км	PG _{Аср} , см/с ²		А
		с.ш.°	в.д.°				пов	глуб	
1	2001/12/23- 01:41:00	38,1	141	96	4,5	12	4,91	2,26	2,2
2	2011/04/02- 08:06:00	38,2	140,8	14	3	10	6,89	4,04	1,7
3	2014/04/01- 13:08:00	38,2	141,5	49	4,4	60	9,45	4,08	2,3
4	2012/01/26- 05:43:00	38,2	141,7	51	5,2	75	10,81	4,97	2,2
5	2010/01/30- 13:29:00	38,1	140,7	9	4,1	17	16,63	7,48	2,2
6	2003/07/26- 07:13:00	38,4	141,2	12	6,2	43	30,73	15,31	2,0
7	2012/08/26- 03:37:00	36,97	141,08	90	5,2	129	45,22	16,85	2,7
8	2011/08/19- 14:36:00	37,65	141,8	51	6,5	98	45,57	21,49	2,1

9	2017/02/28- 16:49:00	37,51	141,37	52	5,7	81	41,50	22,57	1,8
10	2013/08/04- 12:29:00	38,16	141,8	58	6	84	43,43	23,31	1,9
11	2011/04/11- 17:16:00	36,95	140,67	6	7	131	51,27	24,73	2,1
12	2011/03/11- 16:29:00	39	142,3	36	6,5	161	63,45	28,23	2,2
13	2011/03/11- 17:41:00	37,4	141,3	27	6,1	87	56,77	28,45	2,0
14	2008/06/14- 08:43:00	39	140,9	8	7,2	102	61,5	33,39	1,8
15	2008/07/24- 00:26:00	39,7	141,6	108	6,8	192	76,5	41,58	1,8
16	2003/05/26- 18:24:00	38,8	141,7	71	7	106	104,25	53,95	1,9
17	2005/08/16- 11:46:00	38,1	142,3	42	7,2	126	104,15	64,45	1,6
18	2011/04/07- 23:32:00	38,2	141,9	66	7,1	95	224,67	141,97	1,6
19	2011/03/11- 14:46:00	38,1	142,9	24	9	177	269,45	173	1,6
20	2010/03/08- 16:06:00	38,06	140,67	8	2,9	17	3,78	1,29	2,9
Средний коэффициент усиления А									2,04
Стандартное отклонение									0,35

Таблица 2 - Станция IWTH02
Table 2 - Station IWTH02

№	Дата	Координаты		Н, км	М	R, км	PGA _{ср} , см/с ²		А
		с.ш.°	в.д.°				пов	глуб	
1	2001/07/18- 07:47:00	39,74	141,38	86	4,3	9	13,71	0,49	28,3
2	2002/08/17- 22:27:00	39,8	141,27	90	3,9	10	14,32	0,56	25,4
3	2015/12/26- 01:42:00	39,7	141,5	14	4,4	19	36,0	3,8	9,5
4	2011/06/30-	39,9	141,1	8	3,5	21	40,62	2,88	14,1

	13:18:00								
5	2019/08/04-03:04:00	39,7	141,5	73	4,4	21	25,86	0,95	27,4
6	2008/07/24-00:26:00	39,7	141,6	108	6,8	24	851,4	41,40	20,6
7	2007/01/23-13:07:00	39,8	141,1	100	4,3	26	5,41	0,60	9,0
8	2008/07/24-11:28:00	39,6	141,5	112	4,8	26	33,87	1,19	28,4
9	2013/07/10-14:22:00	39,6	141,6	81	4,9	28	100,62	3,64	27,7
10	2001/12/02-22:02:00	39,4	141,3	122	6,4	49	231,9	12,9	18,0
11	2014/07/05-07:42:00	39,7	142,1	49	5,9	67	88,7	7,58	11,7
12	2012/03/27-20:00:00	39,8	142,3	21	6,6	81	169,8	12,64	13,4
13	2008/06/14-08:43:00	39	140,9	8	7,2	98	170,65	7,15	23,9
14	2011/06/23-06:51:00	39,9	142,6	36	6,9	104	319	17,22	18,5
15	2003/05/26-18:24:00	38,8	141,7	71	7	116	735,05	35,06	21,0
16	2011/03/11-16:29:00	39	142,3	36	6,5	117	120,78	8,12	14,9
17	2011/03/11-15:09:00	39,8	142,8	32	7,4	120	360,72	17,03	21,2
18	2011/03/11-20:37:00	39,2	142,6	24	6,7	129	301,25	10,77	28,0
19	2011/04/07-23:32:00	38,2	141,9	66	7,1	186	603,93	29,44	20,5
20	2005/08/16-11:46:00	38,1	142,3	42	7,2	201	261,6	12,1	21,6
21	2011/03/11-14:46:00	38,1	142,9	24	9	230	561,29	30,72	18,3
Средний коэффициент усиления А									20,1
Стандартное отклонение									6,24

На Рис. 4 полученные оценки усиления представлены на графике, в зависимости от пикового ускорения на глубине, которое можно интерпретировать как пиковое ускорение на скале. Коэффициенты усиления на станции MYGH08 закономерно снижаются при возрастании пиковых ускорений на глубине (Рис. 4), что очевидно указывает на нелинейное поведение грунта на станции MYGH08. По нашим оценкам на этой станции максимальное усиление - 2.9, достигалось при минимальном значении PGA на глубине – $\sim 1,3 \text{ см/с}^2$ (Таблица 1).

На станции IWTH02 мы наблюдаем большой разброс оценок усиления. Также видно некоторое снижение коэффициентов усиления с ростом пикового ускорения на глубине, что связано с нелинейностью отклика грунта. С другой стороны, при малых PGA на глубине для некоторых землетрясений коэффициенты усиления невелики ($9 \div 10$) по сравнению со средним значением для этой станции, что может означать, что эти слабые сейсмические воздействия не возбудили резонансные колебания в приповерхностном мягком слое, отчего снизилось усиление колебаний (а резонансные эффекты очевидно дают существенный вклад в усиление на IWTH02, как будет показано ниже).

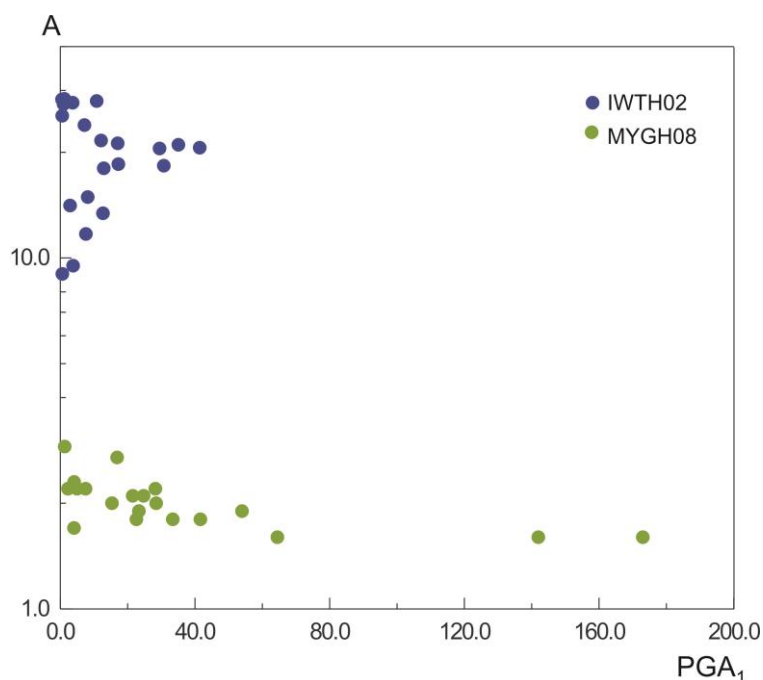


Рисунок 4 - Оценки коэффициента усиления A на станциях IWTH02 и MYGH08, в зависимости от пикового ускорения на глубине установки нижнего датчика вертикальной группы ($\sim 100 \text{ м}$), которое можно интерпретировать как пиковое ускорение на скале

Figure 4 - Estimates of the amplification A at stations IWTH02 and MYGH08, depending on the peak acceleration at the depth of the deep sensor of the vertical array ($\sim 100 \text{ m}$), which can be interpreted as the peak acceleration on rock.

Для объяснения полученных результатов приведем модели поведения грунта на этих станциях при землетрясении Тохоку 11 марта 2011 г. (Pavlenko, 2016) (Рис. 5 и 6).

Модели поведения грунта - это вертикальные распределения нелинейных зависимостей напряжение-деформация в грунтовых слоях, изменяющихся во времени в продолжение сильных движений (Pavlenko, Irikura, 2003). Они строятся по записям вертикальных сейсмических групп; записи нижнего прибора вертикальной группы рассматриваются как входной в грунтовую толщу сигнал, распространяющийся вертикально вверх. Рассчитывается распространение этого сигнала вверх к поверхности, и подбираются нелинейные гистерезисные зависимости напряжение-деформация в грунтовых слоях, которые дают наилучшее соответствие между расчетами и наблюдениями на поверхности. В расчетах используются параметры грунтового профиля (как на Рис. 2, 3): скорости поперечных сейсмических волн в слоях, а также плотности слоев, предельные сдвиговые напряжения σ_{max} и коэффициенты затухания в слоях, описывающие «линейную» часть затухания (при сильных движениях к ней добавляется «нелинейная» часть, пропорциональная площади внутри гистерезисной зависимости напряжение-деформация); расчет одномерной задачи о распространении сейсмических волн в толще осадочных пород и выбор параметров грунтовых толщ (σ_{max} и коэффициентов затухания) описан в работе (Joyner, Chen, 1975).

Для прослеживания временных изменений в поведении грунта расчеты проводятся в последовательных временных интервалах; длительность интервалов 5 секунд, и вся запись землетрясения Тохоку - 160 секунд сильных движений (Рис. 5, 6).

Модели поведения грунта, представленные на Рис. 5 и 6, построены для сильных движений, поэтому они хорошо показывают особенности поведения грунта на разных глубинах и в разные моменты времени. Подобные модели, построенные для слабых движений, гораздо менее информативны.

На станции MYGH08 верхний 1 м грунта – очень мягкие глины, со скоростями поперечных волн $V_s \sim 20$ м/с. Как видно из Рис. 5, в этом верхнем слое возникают резонансные эффекты (выделяется верхний слой до 0,9 м) и некоторое усиление колебаний, но нижележащие слои – туфы, очевидно вулканического происхождения, ведут себя нелинейно, и это ослабляет колебания (т.е. отчетливо видны гистерезисные нелинейные зависимости напряжение-деформация, большая площадь внутри которых показывает значительное поглощение).

Нелинейное поведение типично для туфов – пористых вулканогенных пород – даже при их глубоком залегании; очевидно это и является одной из основных причин низких коэффициентов усиления сейсмических волн на таких станциях. Другая причина – близкие к горизонтали формы зависимостей напряжение-деформация, описывающие поведение верхнего

1 метра очень мягких грунтов; такие зависимости очень слабо усиливают сейсмические колебания.

На станции IWTN02 верхний мягкий 5-метровый слой существенно усиливает сейсмические колебания как за счет снижения сейсмических скоростей и плотностей при приближении к поверхности, так и за счет резонансных эффектов: зависимости напряжение-деформация, описывающие поведение верхних 5 м, достаточно близки к вертикали, поэтому эффективно усиливают колебания. Нижележащие слои сланцев ведут себя линейно и также усиливают колебания, так что в целом усиление получается аномально высоким (по сравнению с «типичными» или средними значениями коэффициентов усиления ~4-5).

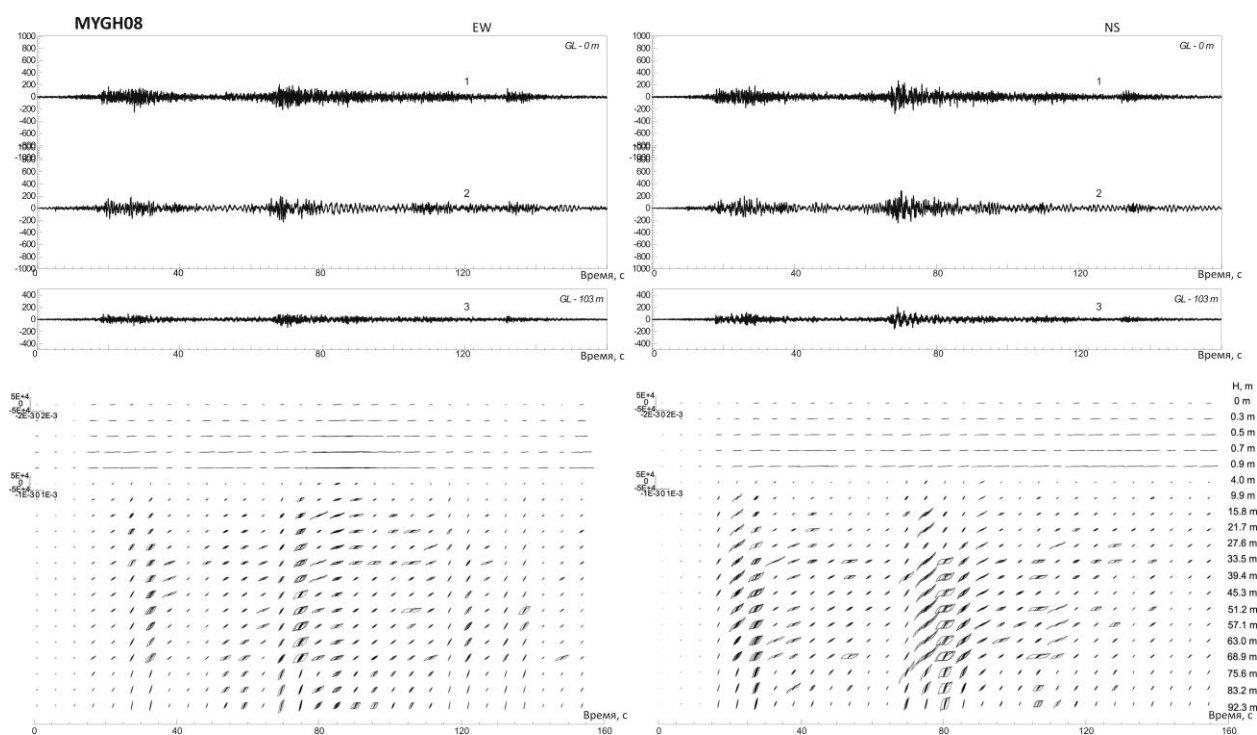


Рисунок 5 - Модели поведения грунта на станции MYGH08 при землетрясении Тохоку 11 марта 2011 г. 1- зарегистрированные акселерограммы на поверхности; 2- рассчитанные акселерограммы на поверхности; 3 - зарегистрированные акселерограммы на глубине 103 м. Ниже - распределения зависимостей напряжение-деформация в грунтовых слоях (по верт. оси - сдвиговое напряжение, по гориз. оси – сдвиговая деформация)

Figure 5 - Models of soil behavior at station MYGH08 during the Tohoku earthquake on March 11, 2011: 1- recorded accelerograms on the surface; 2- calculated accelerograms on the surface; 3 - recorded accelerograms at a depth of 103 m. Below - distributions of stress-strain relationships in soil layers (vertical axis - shear stress, horizontal axis - shear strain).

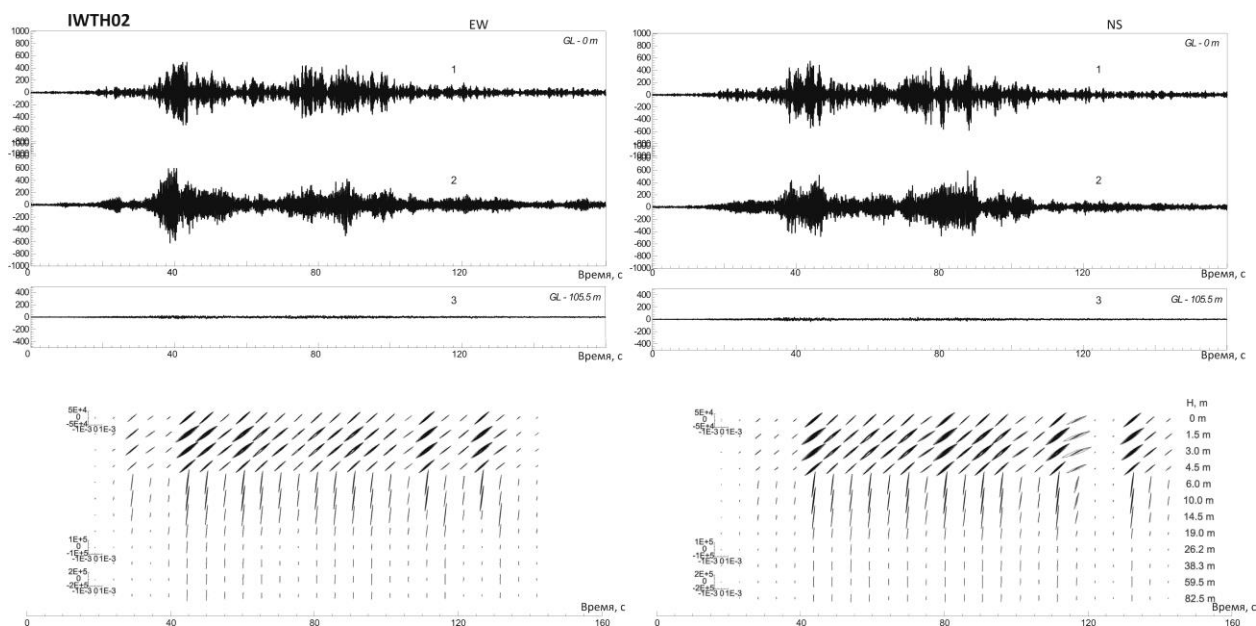


Рисунок 6 - Модели поведения грунта на станции Iwth02 при землетрясении Тохоку 11 марта 2011 г. Обозначения те же, что на Рис. 5.

Figure 6 - Models of soil behavior at station Iwth02 during the Tohoku earthquake on March 11. Designation are the same as in Fig. 5.

Таким образом, можно сделать вывод, что помимо физических характеристик грунтового профиля, таких как скорости сейсмических волн в грунтовых слоях, предельное сдвиговое напряжение, водонасыщенность и другие, состав грунтовых слоев до достаточно больших глубин ~ 100 м также в большой степени определяет отклик грунта при слабых и сильных воздействиях. Действие описанных выше основных механизмов преобразования сейсмических волн в грунтовых слоях зависит также от состава грунта. Туфовые породы вероятно имеют тенденцию вести себя нелинейно и снижать усиление, а на сланцевых породах, напротив, можно ожидать повышенного усиления.

Литература

1. Цифровая сейсмическая сеть сильных движений Японии <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>.
2. Yoshida N., Iai S. Nonlinear site response and its evaluation and prediction, The effects of Surface Geology on Seismic Motion, Eds. Irikura, Kudo, Okada, Sasatani, Balkema, Rotterdam, 71-90, 1998.
3. Павленко О.В. Сейсмические волны в грунтовых слоях: нелинейное поведение грунта при сильных землетрясениях последних лет. Монография. Научный мир. 2009. 284 с.

4. Дещеревская Е.В., Павленко О.В. Частотно-зависимый отклик мягких (песчаных и лессовых) грунтов на сейсмические воздействия и метод сейсмических жесткостей (МСЖ). Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №1. С. 53-62. DOI: [10.37153/2618-9283-2020-1-53-62](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-1-53-62)
5. Koketsu K., Yokota Y., Nishimura N., Yagi Y., Miyazaki S., Satake K., Fujii Y., Miyake H., Sakai S., Yamanaka Y., Okada T. (2011), A unified source model for the 2011 Tohoku earthquake, *Earth Planet. Sci. Lett.*, 310, 480–487.
6. Pavlenko O.V., Irikura K. (2003), Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motion based on vertical array data, *Pure and Applied Geophysics*, 160, 2365–2379.
7. Pavlenko O.V. (2016), Atypical soil behavior during the 2011 Tohoku earthquake ($M_w = 9$), *Journal of Seismology*, doi:10.1007/s10950-016-9561-0.
8. Свод правил СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. АО "НИЦ "Строительство" ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Москва. 2018.
9. Joyner W.B., Chen T.F., Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol. 65, no. 5, pp. 1315 – 1336, 1975.
10. Pavlenko O.V., K. Irikura, Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motion based on vertical array data, *Pure Appl. Geophys.*, 160 (2003), 2365 – 2379.

References

1. Tsifrovaya seismicheskaya set' sil'nykh dvizhenii Yaponii. <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>.
2. Yoshida N., Iai S. Nonlinear site response and its evaluation and prediction, The effects of Surface Geology on Seismic Motion, Eds. Irikura, Kudo, Okada, Sasatani, Balkema, Rotterdam, 71-90, 1998. [In English]
3. Pavlenko O.V. Seismicheskie volny v gruntovykh sloyakh: nelineinoe povedenie grunta pri sil'nykh zemletryasenyakh poslednikh let. Monografiya. Nauchnyi mir. 2009. 284 p. [In Russian]
4. Deshherevskaya E.V., Pavlenko O.V. Chastotno-zavisimyi otklik myagkikh (peschanykh i lessovykh) gruntov na seismicheskie vozdeistviya i metod seismicheskikh zhestkостей (MSZv). Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no.1, pp. 53-62. DOI [10.37153/2618-9283-2020-1-53-62](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-1-53-62) [In Russian]
5. Koketsu K., Yokota Y., Nishimura N., Yagi Y., Miyazaki S., Satake K., Fujii Y., Miyake H., Sakai S., Yamanaka Y., Okada T. (2011). A unified source

model for the 2011 Tohoku earthquake, *Earth Planet. Sci. Lett.*, 310, pp. 480–487. [In English]

6. Pavlenko O.V., Irikura K. (2003). Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motion based on vertical array data, *Pure and Applied Geophysics*, 160, pp.2365–2379. [In English]

7. Pavlenko O.V. (2016). Atypical soil behavior during the 2011 Tohoku earthquake ($M_w = 9$). *Journal of Seismology*. DOI:10.1007/s10950-016-9561-0. [In English]

8. Svod pravil SP 14.13330.2018 Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP II-7-81*. AO "NITS "Stroitel'stvo" TSNIISK im. V.A. Kucherenko. Moskva. 2018. [In Russian]

9. Joyner W.B., Chen T.F. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol. 65, no. 5, pp. 1315 – 1336, 1975. [In English]

Для цитирования: Дещеревская Е.В., Павленко О.В. Эффекты аномально слабого и сильного усиления сейсмических волн в грунтовых слоях, на примере 2-х станций сети сильных движений Японии KiK-net // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 4. С. 26-40. DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-26-40](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-26-40)

For Citation: *Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V. Effects of Anomalously Weak and Strong Amplification of Seismic Waves in Soil Layers, with the Example of Two Stations of KiK-net Strong Motion Network of Japan. Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 4, pp. 26-40. (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-26-40](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-26-40)*

УДК: 624.042.7

ПЛОСКИЕ КОЛЕБАНИЯ ЖЕСТКОГО СООРУЖЕНИЯ НА КИНЕМАТИЧЕСКИХ ОПОРАХ: ОБЩИЙ СЛУЧАЙ ГЕОМЕТРИИ

Тяпин А.Г.

АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье выводятся уравнения плоских колебаний жесткого сооружения на кинематических опорах качения с переменным радиусом кривизны. И опоры, и поверхность качения принимаются жесткими; проскальзывание отсутствует. Обобщение заключается в допущении о произвольности формы опоры и поверхности качения (при этом сохраняется допущение о креплении здания к опоре с помощью шарнира). Выведенное уравнение движения проверяется на свободных и вынужденных колебаниях опоры с кусочно-постоянным радиусом кривизны (большим посередине и маленьким по бокам). Такая опора в предельном случае (при стремлении большого радиуса к бесконечности, а малого - к нулю) моделирует опору А.М. Курзанова с плоским днищем конечного размера в плане.

Ключевые слова: кинематическая опора качения, свободные колебания, уравнение Лагранжа

PLANAR VIBRATIONS OF RIGID STRUCTURE ON KINEMATIC SUPPORTS: GENERAL GEOMETRY

Tyapin A.G.

JSC "Atomenergoproject". Moscow, Russian Federation

Abstract: The author derives the equation of planar vibrations for kinematical rolling supports of varying curvature radius. Both support and the surface below are assumed rigid; no sliding assumed. Generalization means arbitrary geometry of the support and rolling surface (the building is attached to the supports by hinges, as previously). The equation of motion developed is checked with free and forced vibrations of the support with two curvature radii (great radius in the central part and small radius in the side parts). Such a support in the limit case (when great radius goes to infinity, and small radius goes to zero) models the support after A.M. Kurzanov with planar bottom and finite size in plan.

Keywords: kinematical rolling support, free vibrations, Lagrange equation

Автор продолжает цикл публикаций об опорах качения, начатый статьями об опорах Ю.Д. Черепинского [1,2]. В настоящей публикации, учитывая роль радиуса поверхности качения и радиуса кривизны опоры, автор попытался обобщить сделанные ранее выкладки на общий случай качения опоры по поверхности качения без проскальзывания.

Применим описание криволинейной поверхности (как опоры, так и поверхности качения) в следующем виде. За основной параметр возьмем s – длину дуги от точки равновесия (покоя) O до мгновенной точки контакта A (см. рис.1). Кривизну опишем зависимостью радиуса кривизны r от длины дуги s . Пусть угол поворота нормали к кривой в текущей точке s к вертикали равен $\varphi(s)$. Тогда первое соотношение свяжет угол, длину дуги и радиус кривизны:

$$d\varphi = \frac{ds}{r(s)}; \quad \varphi(s) = \int_0^s \frac{1}{r(\xi)} d\xi \quad (1)$$

Перемещение точки контакта по осям координат тоже запишем в приращениях, из которых следуют интегральные зависимости:

$$dx = ds \cos\varphi; \quad x(s) = \int_0^s \cos[\varphi(\xi)] d\xi \quad (2)$$

$$dy = ds \sin\varphi; \quad y(s) = \int_0^s \sin[\varphi(\xi)] d\xi \quad (3)$$

Эта геометрия проиллюстрирована на рис.1, который относится как к опоре, так и к поверхности качения. Параметры кривой для опоры и поверхности качения разные – они в дальнейшем будут обозначаться индексами: 1 – для опоры, 2 – для поверхности качения.

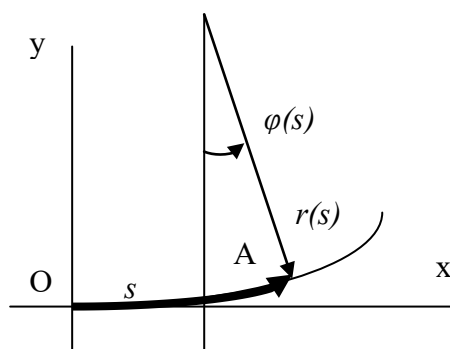


Рисунок 1 - Иллюстрация геометрии опоры и/или поверхности качения

Figure 1 - Geometry of support and/or rolling surface below

Теперь вспомним, что опора катится по поверхности качения без проскальзывания. Это означает, что длина дуги от начала координат O до точки A текущего контакта одинакова для опоры и для поверхности качения, т.е. $s_1=s_2=s$ (соответственно для s индекс вообще использовать не будем). Система координат $O_2X_2Y_2$, связанная с поверхностью качения, неподвижна. Система координат $O_1X_1Y_1$, связанная с опорой, перемещается поступательно, а также поворачивается. Соотношения (1...3) справедливы как для неподвижной системы координат поверхности качения, так и для подвижной системы координат опоры, но только с учетом движения. Поскольку нормали к поверхности совпадают в каждый момент времени, угол поворота опоры ψ в неподвижной системе координат $O_2X_2Y_2$ равен разности углов поворота нормалей

$$\psi = \varphi_1 - \varphi_2 = \int_0^s \left[\frac{1}{r_1(\xi)} - \frac{1}{r_2(\xi)} \right] d\xi \quad (4)$$

Определим положение (x_0, y_0) начала координат O_1 системы, связанной с опорой, в неподвижной системе координат $O_2X_2Y_2$, связанной с поверхностью качения. На самом деле, это просто положение физической начальной точки контакта, расположенной на опоре. Используем условие того, что координаты (x_1, y_1) текущей точки контакта A в движущейся системе координат опоры $O_1X_1Y_1$ вместе с перемещением начала координат O_1 в точку (x_0, y_0) в неподвижной системе $O_2X_2Y_2$ и поворотом осей на угол ψ определяют координаты этой же точки A (x_2, y_2) в неподвижной системе координат $O_2X_2Y_2$. А эти координаты, с другой стороны, известны из уравнений для поверхности качения 2:

$$x_2 = x_0 + x_1 \cos\psi + y_1 \sin\psi \quad (5)$$

$$y_2 = y_0 - x_1 \sin\psi + y_1 \cos\psi \quad (6)$$

Эта геометрия проиллюстрирована на рис.2.

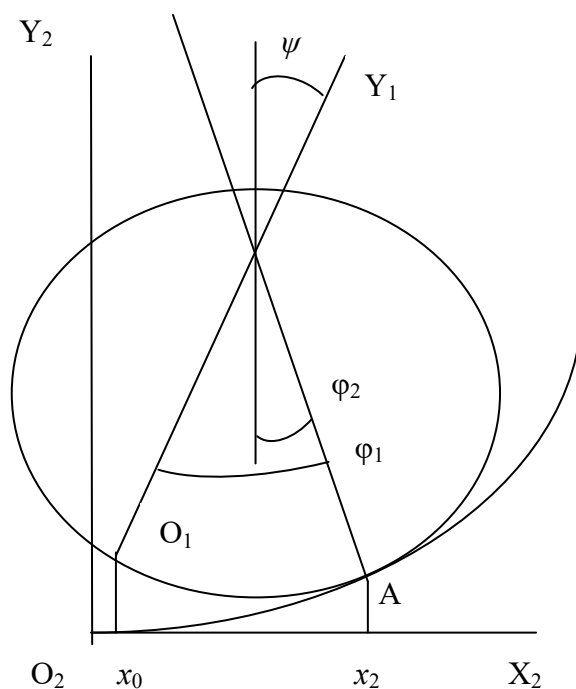


Рисунок 2 - Углы поворота общей нормали в системе координат опоры (φ_1) и в системе координат поверхности качения (φ_2), а также угол поворота опоры в неподвижной системе координат (ψ)

Figure 2 - Rotation angles of the common normal in the support coordinate system (φ_1), in the rolling surface coordinate system (φ_2), and rotation angle of the support in the fixed coordinate system (ψ)

Если на опоре зафиксировать точку В с координатами x_3, y_3 (в системе координат $O_1X_1Y_1$, связанной с опорой), то ее положение x_4, y_4 в неподвижной системе координат $O_2X_2Y_2$ определится точно такими же формулами, как (5,6):

$$x_4 = x_0 + x_3 \cos\psi + y_3 \sin\psi \quad (7)$$

$$y_4 = y_0 - x_3 \sin\psi + y_3 \cos\psi \quad (8)$$

Важное отличие (7,8) от (5,6) в том, что координаты x_3, y_3 , в отличие от координат x_1, y_1 , не зависят от времени, поскольку точка В физически фиксирована, а точка А физически разная в разные моменты времени.

Для будущего вычисления кинетической энергии найдем скорости точки В в неподвижной системе координат $O_2X_2Y_2$ простым дифференцированием соотношений (7,8) по времени:

$$\dot{x}_4 = \dot{s} [(dx_0 / ds) - (d\psi / ds)(x_3 \sin\psi - y_3 \cos\psi)] \quad (9)$$

$$\dot{y}_4 = \dot{s} [(dy_0 / ds) - (d\psi / ds)(x_3 \cos\psi + y_3 \sin\psi)] \quad (10)$$

Остановимся подробнее на вычислении первых слагаемых в квадратных скобках, исходя из (5,6), а затем используя (1...4).

$$\begin{aligned} \frac{dx_0}{ds} &= \frac{dx_2}{ds} - \frac{dx_1}{ds} \cos\psi - \frac{dy_1}{ds} \sin\psi + (x_1 \sin\psi - y_1 \cos\psi) \frac{d\psi}{ds} = \\ &= \cos\varphi_2 - \cos\varphi_1 \cos\psi - \sin\varphi_1 \sin\psi + (x_1 \sin\psi - y_1 \cos\psi) \frac{d\psi}{ds} = \\ &= \cos\varphi_2 - \cos(\varphi_1 - \psi) + (x_1 \sin\psi - y_1 \cos\psi) \frac{d\psi}{ds} = \\ &= (x_1 \sin\psi - y_1 \cos\psi) \frac{d\psi}{ds} \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \frac{dy_0}{ds} &= \frac{dy_2}{ds} + \frac{dx_1}{ds} \sin\psi - \frac{dy_1}{ds} \cos\psi + (x_1 \cos\psi + y_1 \sin\psi) \frac{d\psi}{ds} = \\ &= \sin\varphi_2 + \cos\varphi_1 \sin\psi - \sin\varphi_1 \cos\psi + (x_1 \cos\psi + y_1 \sin\psi) \frac{d\psi}{ds} = \\ &= \sin\varphi_2 + \sin(\psi - \varphi_1) + (x_1 \cos\psi + y_1 \sin\psi) \frac{d\psi}{ds} = \\ &= (x_1 \cos\psi + y_1 \sin\psi) \frac{d\psi}{ds} \end{aligned} \quad (12)$$

Теперь скорости (9,10) можно переписать в значительно более простом виде

$$\dot{x}_4 = \dot{s} (d\psi / ds) [(x_1 - x_3) \sin\psi - (y_1 - y_3) \cos\psi] \quad (13)$$

$$\dot{y}_4 = \dot{s} (d\psi / ds) [(x_1 - x_3) \cos\psi + (y_1 - y_3) \sin\psi] \quad (14)$$

Сумма квадратов поступательных скоростей точки В, входящая в выражение для кинетической энергии, запишется еще проще

$$(\dot{x}_4)^2 + (\dot{y}_4)^2 = [\dot{s} (d\psi / ds)]^2 [(x_1 - x_3)^2 + (y_1 - y_3)^2] \quad (15)$$

Проверим себя. В первых квадратных скобках в правой части (15) стоит квадрат угловой скорости; во вторых квадратных скобках – квадрат мгновенного плеча вращения точки 3 вокруг точки контакта 1 (вычисленный в системе координат опоры). Все это имеет ясный физический смысл, соответствующий тому, что говорилось в [1,2].

Теперь можно записать кинетическую энергию для сооружения на опорах, описанного в [2]:

$$T = 0.5 [\dot{s} (d\psi / ds)]^2 \{M_b [(x_1 - x_b)^2 + (y_1 - y_b)^2] + nM_s [(x_1 - x_s)^2 + (y_1 - y_s)^2] + nI_s\} \quad (16)$$

Здесь нижний индекс s относится к опоре (от support), нижний индекс b – к зданию (от building). При традиционном расположении верхнего шарнира на вертикальной оси симметрии опоры $x_b=x_s=0$. Будем использовать это обстоятельство.

Далее начнем расписывать уравнение Лагранжа.

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{s}} \right) &= \ddot{s} \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 \{M_b[x_1^2 + (y_1 - y_b)^2] + nM_s[x_1^2 + (y_1 - y_s)^2] + nI_s\} + \\ &+ \dot{s}^2 \frac{\partial}{\partial s} \left[\left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 \{M_b[x_1^2 + (y_1 - y_b)^2] + nM_s[x_1^2 + (y_1 - y_s)^2] + nI_s\} \right] \end{aligned} \quad (17)$$

Как и раньше, второй слагаемый (17) вдвое сократится за счет второго члена уравнения Лагранжа. Поэтому можно записать

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{s}} \right) - \frac{\partial T}{\partial s} &= \left[\ddot{s} \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 + \dot{s}^2 \left(\frac{\partial \psi}{\partial s} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial s^2} \right) \right] \{M_b[x_1^2 + (y_1 - y_b)^2] + nM_s[x_1^2 + (y_1 - y_s)^2] + nI_s\} + \\ &+ 0.5 \dot{s}^2 \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 \frac{\partial}{\partial s} \{M_b[x_1^2 + (y_1 - y_b)^2] + nM_s[x_1^2 + (y_1 - y_s)^2] + nI_s\} = \\ &= \left[\ddot{s} \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 + \dot{s}^2 \left(\frac{\partial \psi}{\partial s} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial s^2} \right) \right] \{M_b[x_1^2 + (y_1 - y_b)^2] + nM_s[x_1^2 + (y_1 - y_s)^2] + nI_s\} + \\ &+ \dot{s}^2 \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 \left\{ M_b \left[x_1 \frac{\partial x_1}{\partial s} + (y_1 - y_b) \frac{\partial y_1}{\partial s} \right] + nM_s \left[x_1 \frac{\partial x_1}{\partial s} + (y_1 - y_s) \frac{\partial y_1}{\partial s} \right] \right\} = \\ &= \left[\ddot{s} \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 + \dot{s}^2 \left(\frac{\partial \psi}{\partial s} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial s^2} \right) \right] \{I_t + M_t[x_1^2 + y_1^2] - 2y_1(M_b y_b + nM_s y_s)\} + \\ &+ \dot{s}^2 \left(\frac{d\psi}{ds} \right)^2 \{M_t[x_1 \cos \varphi_1 + y_1 \sin \varphi_1] - (M_b y_b + nM_s y_s) \sin \varphi_1\} \end{aligned} \quad (18)$$

Здесь M_t и I_t – соответственно общая масса и общий момент инерции системы, введенные в [2]. Масса традиционна, а момент инерции учитывает то обстоятельство, что здание, в отличие от опоры, не совершает угловых перемещений. В дополнение к обозначениям M_t и I_t для сокращения записей введем эффективный радиус инерции r_t и эффективную высоту h_t . Все введенные обозначения выглядят так:

$$M_t = M_b + nM_s; I_t = M_b y_b^2 + nM_s y_s^2 + nI_s; r_t = (I_t / M_t)^{1/2}; h_t = (M_b y_b + nM_s y_s) / M_t \quad (19)$$

Отметим интересное обстоятельство: кривизна поверхности качения входит в (18) только через $(d\psi/ds)$. И еще одно важное обстоятельство: четыре введенных параметра (19) не зависят от радиусов кривизны поверхности качения и опоры.

Проверим себя еще раз, сравнив (18) с результатами [2]. Для опоры с окружностью внизу $x_1=r_1 \sin(\varphi_1)$; $y_1=r_1 [1-\cos(\varphi_1)]$. Отсюда следует, что первая фигурная скобка в правой части (18) в точности равна фигурной скобке в формуле (3) [2]. Вторая фигурная скобка соответствует последнему члену в формуле (3) [2]. В этом можно убедиться, если понять, что для круглой опоры $\varphi_1=(\alpha+1)\psi$; $s=\varphi_1 r_1$. Отметим также, что в общем уравнении (18) появился еще один член со второй производной угла ψ по длине дуги. Эта вторая производная для круглой опоры равна нулю.

Продолжим вывод уравнения движения. Следующий член уравнения Лагранжа [3] – производная потенциальной энергии. Для нее потребуется производная по длине дуги от вертикальной координаты (8). Вертикальную координату с учетом (6) запишем в виде

$$y_4 = y_2 + x_1 \sin \psi + (y_3 - y_1) \cos \psi \quad (20)$$

А теперь возьмем производную

$$\begin{aligned} \frac{\partial y_4}{\partial s} &= \frac{\partial y_2}{\partial s} + \frac{\partial x_1}{\partial s} \sin \psi - \frac{\partial y_1}{\partial s} \cos \psi + \frac{\partial \psi}{\partial s} [x_1 \cos \psi - (y_3 - y_1) \sin \psi] = \\ &= \sin \varphi_2 + \cos \varphi_1 \sin \psi - \sin \varphi_1 \cos \psi + \frac{\partial \psi}{\partial s} [x_1 \cos \psi - (y_3 - y_1) \sin \psi] = \\ &= \frac{\partial \psi}{\partial s} [x_1 \cos \psi - (y_3 - y_1) \sin \psi] \end{aligned} \quad (21)$$

Отсюда следует, что

$$\frac{\partial U}{\partial s} = \frac{\partial \psi}{\partial s} g [M_t (x_1 \cos \psi + y_1 \sin \psi) - (M_b y_b + n M_s y_s) \sin \psi] \quad (22)$$

Легко убедиться, что для круглой опоры это выражение соответствует выражению (5) в [2].

Осталось расписать внешние силы в уравнении Лагранжа для сейсмического воздействия [3]. Как мы видели в [2], вклад вертикальной компоненты сейсмического ускорения заключается просто в корректировке значения ускорения свободного падения g . Этот факт не зависит от геометрии поверхностей. Поэтому дальше будем работать с горизонтальной компонентой. Для нее нам потребуется производная по длине дуги от горизонтального перемещения, которую мы распишем аналогично (20) и (21):

$$x_4 = x_2 - x_1 \cos \psi - (y_1 - y_3) \sin \psi \quad (23)$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial x_4}{\partial s} &= \frac{\partial x_2}{\partial s} - \frac{\partial x_1}{\partial s} \cos\psi - \frac{\partial y_1}{\partial s} \sin\psi + \frac{\partial \psi}{\partial s} [x_1 \sin\psi - (y_1 - y_3) \cos\psi] = \\
&= \cos\varphi_2 - \cos\varphi_1 \cos\psi - \sin\varphi_1 \sin\psi + \frac{\partial \psi}{\partial s} [x_1 \sin\psi - (y_1 - y_3) \cos\psi] = \\
&= \frac{\partial \psi}{\partial s} [x_1 \sin\psi - (y_1 - y_3) \cos\psi]
\end{aligned} \tag{24}$$

Соответственно обобщенная сила в уравнении Лагранжа, связанная с горизонтальной компонентой акселерограммы a_u , будет равна

$$Q = -\frac{\partial \psi}{\partial s} a_u [M_t (x_1 \sin\psi - y_1 \cos\psi) + (M_b y_b + nM_s y_s) \cos\psi] \tag{25}$$

Снова проверим себя: сравнение с формулой (11) из [2] показывает совпадение результатов для круглой опоры.

Обратим внимание на то, что все получившиеся члены уравнения Лагранжа пропорциональны величине производной от угла поворота поры по длине дуги. Поэтому эту производную можно сократить. Поделим также и на M_t .

После этого запишем уравнение движения в виде

$$\begin{aligned}
&[\ddot{s} \left(\frac{d\psi}{ds} \right) + \dot{s}^2 \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial s^2} \right)] \{r_t^2 + x_1^2 + y_1^2 - 2y_1 h_t\} + \\
&+ [\dot{s}^2 \left(\frac{d\psi}{ds} \right)] \{x_1 \cos\varphi_1 + y_1 \sin\varphi_1 - h_t \sin\varphi_1\} + \\
&+ [g + a_v] \{x_1 \cos\psi + y_1 \sin\psi - h_t \sin\psi\} = \\
&= -a_u [x_1 \sin\psi - y_1 \cos\psi + h_t \cos\psi]
\end{aligned} \tag{26}$$

Сразу же можно расписать входящую в (26) производную угла поворота опоры по длине дуги, используя (4):

$$\frac{d\psi}{ds} = \frac{1}{r_1(s)} - \frac{1}{r_2(s)} \tag{27}$$

Для удобства численного интегрирования функции $\varphi_1(s)$, $\varphi_2(s)$, $\psi(s)$, $x_1(s)$, $y_1(s)$ рекомендуется вычислить заранее по формулам (1...4). Тогда уравнение (26) приводится к виду, удобному для применения метода Рунге-Кутты

$$\ddot{s}(t) = F[\dot{s}, s, a_u, a_v] \tag{28}$$

Теперь перейдем к рассмотрению упрощений уравнения (26) в важных частных случаях. Первое такое упрощение – плоская поверхность качения. В этом случае радиус $r_2(s)$ бесконечен, угол φ_2 равен нулю, а углы φ_1 и ψ совпадают между собой. Во второй и в третьей строчках (26) коэффициенты в фигурных скобках становятся одинаковыми.

Второе упрощение – постоянство $r_1(s)$ на определенном отрезке s . В этом случае первая производная угла поворота по длине дуги ($d\psi/ds$) равна $1/r_1$, а вторая производная ($d^2\psi/ds^2$) в первой строчке (26) равна нулю. Если рассматриваемый отрезок изменения s охватывает нулевую точку, то на нем $s=r_1 \psi$; $x_1=r_1 \sin(\psi)$; $y_1=r_1 [1-\cos(\psi)]$. Перепишем (26) с учетом этих обстоятельств:

$$\begin{aligned} & [\ddot{s}/r_1] \{r_1^2 + 2r_1(r_1 - h_t)(1 - \cos\psi)\} + \\ & + [g + a_v + \dot{s}^2/r_1] \{x_1 - h_t \sin\psi\} = \\ & = -a_u [y_1 + h_t \cos\psi] \end{aligned} \quad (29)$$

Дальше в этой статье попробуем представить плоское днище опоры конечной ширины в качестве предельного случая неплюской опоры кусочно-постоянного радиуса: в центральной части это большой радиус R , а по бокам это маленький радиус r . Пусть правая точка смены большого радиуса на маленький радиус имеет параметры ψ_* , $s_*=R \psi_*$, $x_1^*=R \sin(\psi_*)$, $y_1^*=R [1-\cos(\psi_*)]$. Тогда при выходе в новую область (для определенности рассмотрим правую область) приращения угла поворота, длины дуги и координат точки контакта по отношению к граничной точке в системе координат опоры составят соответственно

$$\begin{aligned} \Delta\psi &= \psi - \psi_* \\ \Delta s &= s - s_* = r \Delta\psi \\ \Delta x_1 &= x_1 - x_1^* = r [\sin(\psi) - \sin(\psi_*)] \\ \Delta y_1 &= y_1 - y_1^* = r [\cos(\psi_*) - \cos(\psi)] \end{aligned} \quad (30)$$

Такая геометрия проиллюстрирована на рис.3. Двумя звездочками обозначены максимальное значение x_1 и соответствующие ему значения y_1 и s .

С учетом (30) уравнение движения (26) для боковой области можно переписать в упрощенном виде

$$\begin{aligned} & \Delta\ddot{\psi} \{r_1^2 + x_1^2 + y_1^2 - 2y_1 h_t\} + \\ & + [g + a_v + r\Delta\dot{\psi}^2] \{r \sin(\Delta\psi) + x_1^* \cos(\Delta\psi) - y_1^* \sin(\Delta\psi) - h_t \sin(\psi_* + \Delta\psi)\} = \\ & = -a_u [x_1^* \sin(\Delta\psi) + y_1^* \cos(\Delta\psi) + r(1 - \cos\Delta\psi) + h_t \cos(\psi_* + \Delta\psi)] \end{aligned} \quad (31)$$

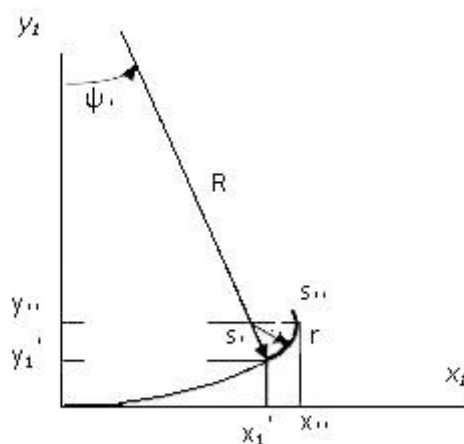


Рисунок 3 - Опора с двумя радиусами кривизны (правая половина)
Figure 3 - Support with two curvature radii (right-hand half)

Сравнивая (29) и (31), отметим, что при $\psi = \psi^*$ все коэффициенты совпадают. Кроме того, запись коэффициентов в (31) подтверждает, что они останутся конечными при стремлении R к бесконечности. Уравнение (31) можно решать относительно $\Delta\psi(t)$.

Вернемся к уравнению движения (26), переписанному в виде (28), и численно проинтегрируем его по времени. Начнем со свободных колебаний (т.е. положим ускорения воздействия a_u и a_h равными нулю). Сохраним интегральные характеристики системы, использованные в [2] (кроме радиусов кривизны). Зададим радиус центральной части опоры равным $R=18$ м, а радиус скругления в «угле» зададим равным $r=0,2$ м. Согласно формулам (19) общая масса здания и опор равна $M_t=5000+150=5150$ т, общий момент инерции равен $I_t=5000*2^2+150*1^2+150*0,7^2=20223,5$ т м². Отсюда общий радиус инерции равен $r_t=(20223,5/5150)^{1/2}=1,98$ м. Эффективная высота крепления равна $h_t=(5000*2+150*1)/5150=1,97$ м. Подобно [2], примем поверхность качения плоской.

Зададим «граничное» значение длины дуги $s^*=1,0$ м; начальную скорость нулевой, а начальное отклонение от положения равновесия таким, чтобы точка контакта попадала на малый радиус кривизны опоры (т.е. опора как бы «стояла на боку»): $s(t=0)=1,05$ м.

При интегрировании мы сталкиваемся с нетривиальным явлением – разрывом скорости изменения длины дуги во времени. Действительно, из физических соображений следует, что сами перемещения и углы поворота непрерывны по времени. Однако в момент перехода точки s^* или симметричной ей точки ($-s^*$) радиус кривизны опоры r_l (а следовательно, и производная $d\psi/ds$ (27)) в нашем примере) меняется скачком. Обратимся к выражениям (13, 14) для скоростей физической точки на опоре по

вертикали и горизонтали. Скорости физической точки на опоре, стоящие в левых частях (13,14), должны быть непрерывны во времени (бесконечных сил в системе нет). Угол поворота опоры ψ и координаты точки контакта x_1 и y_1 , стоящие в правых частях (13,14), также непрерывны по времени. Отсюда следует, что разрыв в производной $d\psi/ds$ должен полностью компенсироваться разрывом в скорости изменения длины дуги s , так чтобы их произведение осталось непрерывным.

На первый взгляд, может показаться, что разрыв в скорости изменения длины дуги s означает бесконечное ускорение, требующее бесконечной силы. Но это не так: точка контакта при качении все время физически меняется, так что второй закон Ньютона тут неприменим – изменение координат точки контакта не есть скорость какой-либо физической точки. То же самое можно сказать и про ускорения.

Формально говоря, уравнение (26) в левой части содержит вторую производную угла поворота опоры ψ по длине дуги s . В момент перехода $s(t)$ через s^* или $(-s^*)$ эта производная не существует. Поэтому функция времени $s(t)$, как решение уравнения (26), оказывается «склеенным» из кусков. В местах «склейки» записываются условия совместности: это непрерывность самой функции $s(t)$, а также непрерывность произведения $(d\psi/ds)(ds/dt)$. При вычислениях это означает необходимость скачкообразного изменения производной (ds/dt) при переходе через s^* или $(-s^*)$. Такой переход при вычислениях по методу Рунге-Кутты должен обрабатываться отдельно, с дроблением шага по времени.

На рис.4 показано изменение длины дуги s со временем. Штриховыми линиями показаны границы центральной области: s^* и $-s^*$.

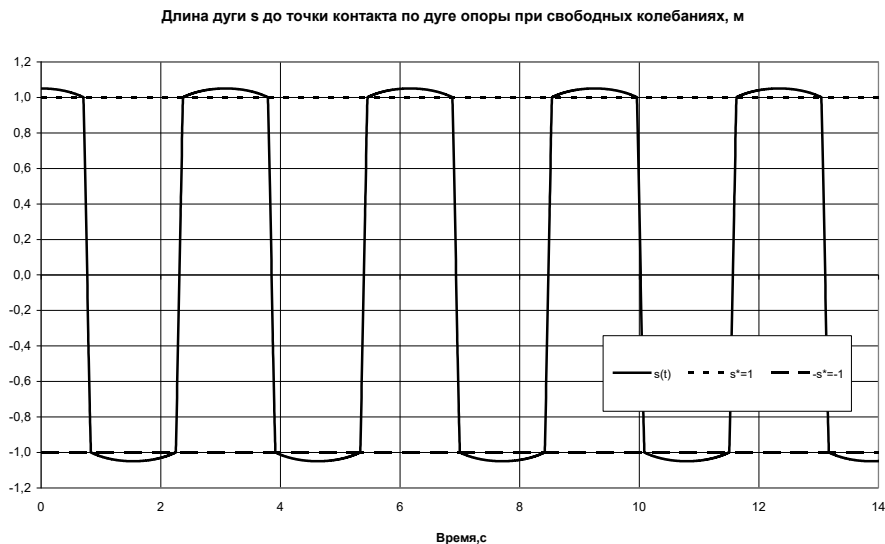


Рисунок 4 - Изменение длины дуги $s(t)$ до точки контакта при свободных колебаниях

Figure 4 - Time-dependence of the curve length $s(t)$ to the contact point during free vibrations

Мы видим, что кривая похожа на «прямоугольный косинус» и отличается от него только за счет конечности обоих радиусов (R и r). Точка контакта быстро «проскакивает» центральную зону с большим радиусом кривизны (между штриховыми линиями) и «зависает» в боковых зонах с малыми радиусами кривизны. В силу отсутствия внутреннего затухания в системе колебания не затухают.

На рис.5 показан график изменения угла поворота опоры ψ во времени. Здесь тоже штриховыми линиями показаны границы центральной области: $\psi^* = s^*/R$ и $-\psi^*$.

Мы видим, что при переходе через границу центральной области угловая скорость непрерывна, в отличие от первой производной длины дуги по времени на рис.4.

На первый взгляд, кривая на рис.5 напоминает синусоиду, но это не так: сходство примерно такое же, как между половиной цикла синусоиды, с одной стороны, и отрезком квадратичной параболы, с другой стороны. Принципиальное отличие от привычного осциллятора без демпфирования состоит в том, что частота собственных колебаний осциллятора не зависит от начальных условий – она зависит только от инерции и жесткости осциллятора. В нашем же случае «частота» будет определяться начальными условиями. Впрочем, автор планирует рассмотреть эти вопросы более подробно в следующей публикации данного цикла.

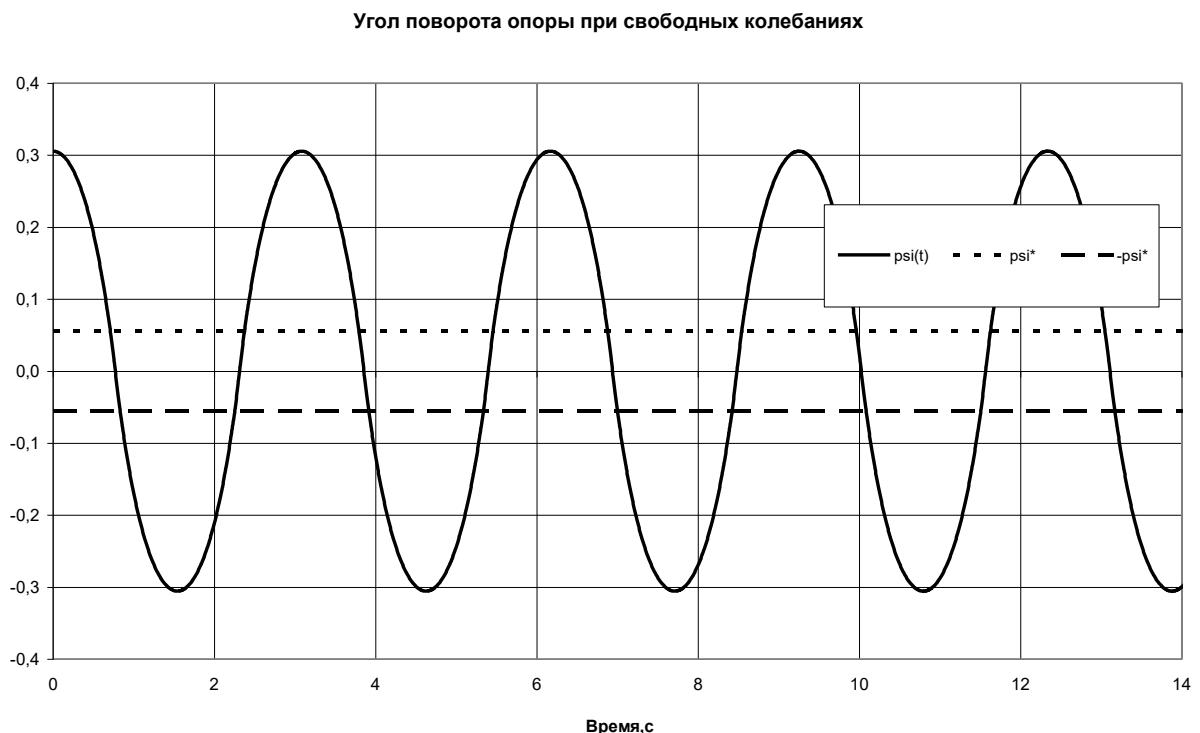


Рисунок 5 - Изменение угла поворота опоры $\psi(t)$ при свободных колебаниях

Figure 5 - Time-dependence of the support rotation angle $\psi(t)$ during free vibrations

В заключение приведем график изменения угла поворота от времени при вынужденных колебаниях – при воздействии примерно девятибалльной акселерограммы, описанной в [2]. Он показан на рис.6. Мы видим, что колебания вышли за границы центральной зоны, но остались ниже уровней, показанных на рис.5 - опрокидывания не произошло.

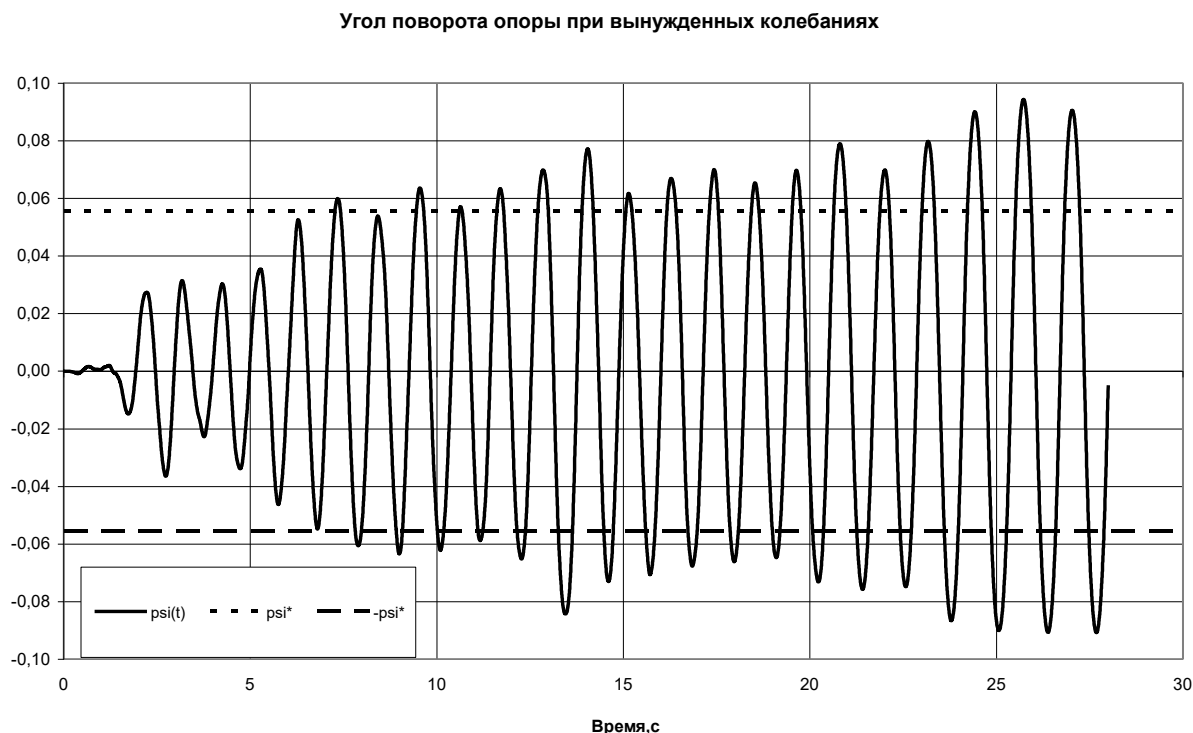


Рисунок 6 - Углы поворота опоры $\psi(t)$ при вынужденных колебаниях
Figure 6 - Time-dependence of the support rotation angle $\psi(t)$ during forced vibrations

Перейдем к выводам. Прежде всего, выведено уравнение плоских движений для сооружения на кинематических опорах качения при произвольной геометрии опоры и поверхности качения. Уравнение, записанное относительно длины дуги до текущей точки контакта, содержит нетривиальный член, пропорциональный квадрату скорости изменения длины дуги. Этот член, впрочем, не означает наличия демпфирования в системе.

Выведенное уравнение проверено на свободных колебаниях опоры на плоскости. Эта опора имеет большой радиус кривизны в центральной части и маленькие радиусы кривизны по бокам. В предельном случае бесконечно большого радиуса в центральной части и нулевого радиуса по бокам мы приходим к опоре А.М. Курзанова – с плоским днищем. Но этот случай будет рассмотрен отдельно в следующей публикации.

Литература

- 1.Тяпин А.Г. Свободные колебания жесткой кинематической опоры Ю.Д. Черепинского // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 2. С. 18-31. DOI: [10.37153/2618-9283-2020-2-18-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-2-18-31)
2. Тяпин А.Г. Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах Ю.Д. Черепинского // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 5-18. [DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)
3. Вибрации в технике. Справочник. В 6-и т./Т.1. Колебания линейных систем/Под ред. В.В. Болотина. М: Машиностроение. 1978. 352 с.

References

1. Tyapin A.G. Svobodnye kolebaniya zhestkoi kinematicheskoi opory Yu. D. Cherepinskogo. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no.2, pp.18-31 [In Russian]. DOI: [10.37153/2618-9283-2020-2-18-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-2-18-31)
2. Tyapin A.G. Ploskie kolebaniya zhestkogo sooruzheniya na kinematicheskikh oporakh Yu. D. Cherepinskogo. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no.3, pp. 5-18 [In Russian]. [DOI: 10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)
- 3.Vibratsii v tekhnike. Spravochnik. V 6-I t.T.1. Kolebaniya lineinyh system.Pod redaktsiei V.V. Bolotina. M.: Mashinistroenie.1978, 352 p. [In Russian]

Для цитирования: Тяпин А.Г. Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах: общий случай геометрии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 4. С. 41-54. DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-41-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-41-54)

For Citation: Tyapin A.G. Planar Vibrations of Rigid Structure Resting on Kinematical Supports: General Geometry. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 4, pp. 41-54. (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-41-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-41-54)

УДК 699.841

ПОВЫШЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ МИНАРЕТОВ МЕЧЕТЕЙ ПРОТИВ СЕЙСМИЧЕСКОГО И ВЕТРОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЙ С ПОМОЩЬЮ ИНЕРЦИОННЫХ ДЕМПФЕРОВ

Аldrebi Z.A.

Аспирант, ФГБОУ ВО Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения Императора Александра I. Санкт-Петербург, Российская Федерация

Аннотация: В статье выполнен обзор использования инерционных демпферов (TMD) в некоторых наиболее известных зданиях и сооружениях в мире в течение более трех десятилетий. Рассмотрено использование инерционных демпферов при повышении сейсмостойкости минаретов мечетей и усиление их устойчивости против ветрового воздействия. Приведен пример возможного использования таких демпферов в минарете Великой мечети Алеппо в Сирии с использованием в качестве примера параметров и характеристик разрушительного землетрясения, которое произошло в далеком 1995 году в городе Кобе в Японии. Подобраны оптимальные характеристики составляющих инерционного демпфера, использованного для усиления устойчивости минарета вышеназванной мечети против сейсмического и ветрового воздействия. Получены результаты анализа и сделаны выводы.

Ключевые слова: минарет, Великая мечеть Алеппо, памятники архитектуры Сирии, землетрясение, виброконтроль, инерционный демпфер, строительные конструкции

INCREASING THE RESISTANCE OF MOSQUE MINARETS AGAINST SEISMIC AND WIND IMPACTS BY USING TUNED MASS DAMPERS

Aldrebi Z. A.

Postgraduate, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Department of "Buildings". Saint Petersburg, Russian Federation

Abstract: The article provides an overview of the use of tuned mass dampers (TMD) in some of the most famous buildings and structures around the world for nearly three decades. The article also discusses the use of tuned mass dampers when increasing the seismic resistance of mosque minarets and

enhancing their resistance to wind action. An example is given of the possible use of such dampers in the minaret of the Great Mosque of Aleppo in Syria, using as an example the parameters and characteristics of the devastating earthquake that occurred back in 1995 in the city of Kobe in Japan. The optimal characteristics of the components of the tuned mass damper used to enhance the stability of the minaret of the aforementioned mosque against seismic and wind impact have been selected. The results of the analysis are obtained and conclusions are drawn.

Keywords: minaret, Great Mosque of Aleppo, architectural monuments of Syria, earthquake, vibration control, tuned mass damper (TMD), building structures.

DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-55-68](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-55-68)

Введение

На территории Сирии находится множество памятников архитектуры, которые входят в список Всемирного наследия ЮНЕСКО. Сейсмическая обстановка на территории Сирии отличается высокой сейсмической активностью, что может неблагоприятно влиять на дальнейшее существование этих памятников [1-5]. Одной из основных причин землетрясений на этой территории является Левантский разлом. Он пересекает запад этой территории с юга на север, проходя через множество стран, расположенных южнее и севернее Сирии [1-13]. Особое место в Сирии занимают памятники мусульманского культового значения, то есть мечети. Типичный план мечети состоит из прямоугольного здания с высоким минаретом вокруг прямоугольного открытого двора.

Обеспечение сейсмостойкости таких зданий является очень важной и ответственной задачей, так как во время молитвы в этих зданиях может находиться одновременно большое количество людей.

В этой работе рассматривается вопрос антисейсмического усиления и повышения устойчивости минаретов мечетей к ветровым воздействиям на примере минарета Великой мечети в Алеппо как наиболее типичного здания мусульманских мечетей с точки зрения архитектуры и строительных конструкций. Для этой цели предлагается использовать инерционные демпферы (tuned mass damper) или сокращенно TMD, тем самым обеспечивая безопасность и комфорт людей.

Основная часть

Виброконтроль конструкций - это система устройств, которые уменьшают сейсмическую нагрузку на здания и сооружения. Все эти устройства мы можем разделить на пассивные, активные и гибридные. Этими вопросами, особенно пассивным контролем конструкций, занимались в разное время

многие ученые и специалисты [14-20]. Технология пассивного контроля была впервые запатентована в США в 1909 году [14]. С тех пор инерционные демпферы были использованы в более чем 50 зданиях и сооружениях в различных странах, включая США, Японию, Китай и Мексику.

Одним из первых применений инерционных демпферов было применение данной технологии в 241-метровом, 60-этажном здании, называемом «Башня Джона Хэнкока» в Бостоне, США в 1976 г. (табл. 1) для уменьшения реакции на колебания от ветра. Были установлены два 300-тонных инерционных демпфера, каждый представлял собой квадратный стальной ящик размерами 5,2 м × 5,2 м и глубиной 1 м, наполненный свинцом и расположенный на стальной пластине длиной 9 м. Они были размещены на двух концах 58-го этажа на расстоянии 67 м друг от друга и настроены на частоту вибрации 0,14 Гц, то есть на расчетную основную частоту конструкций. Ниже в таблице 1 и на рисунке 1 перечислены и показаны в хронологическом порядке некоторые известные в мире здания и сооружения, в которых применялись различные виды инерционных демпферов для усиления против сейсмического и ветрового воздействий.

Таблица 1 – Некоторые известные в мире здания и сооружения с применением инерционных демпферов в хронологическом порядке

Table 1 – Some of the most known buildings and structures in the world using tuned mass dampers in chronological order

№ п/п	Название объекта	Местонахождение	Год завершения строительства	Тип сооружения (Здание/башня)	Высота	Количество этажей	Тип / характеристики инерционного демпфера (TMD)	Фото объекта
1	Башня Джона Хэнкока	Бостон, США	1976	Здание	241 м	60	2 инерционных демпфера (TMD) 0.14 Гц, вес (2x300т.= 600) тонн	См. рис.1,а
2	Сиднейская телебашня	Сидней, Австралия	1980	Башня	305 м	–	2 инерционных	См. рис.1,б

							демпфера (TMD) 0.10, 0.50 Гц, вес 220 тонн(180т./40 т.)	
3	Кристал Тауэр	Осака, Япония	199 0	Здание	157 м	37	Инерционны й маятниковый демпфер (PTMD) 0.24, 0.28 Гц, вес 540 тонн	См. рис.1, в
4	Диспетчерск ая вышка международ н. аэропорта Инчхон	Инчхон, Республик а Корея	200 1	Башня	100.4 м	22	2 активных инерционных демпфера (ATMD) и инерционный демпфер (TMD), 0,71 Гц Вес 11 и 13 тонн, Расположены на 19-ом этаже	См. рис1, г
5	Башня Aspire Tower	Доха, Катар	200 7	Башня	300 м	36	Инерционны й маятниковый демпфер (PTMD) 0.22 Гц, вес 140 тонн	См. рис.1, д
6	Памятник Estela de Luz	Мехико, Мексика	201 0	Башня	104.0 м	—	8 инерционных демпферов (TMD), 0,71 Гц вес 3 тонны	См. рис.1,е

а (a)



б (b)



в (c)



г (d)



д (e)



е (f)



Рисунок 1 – Известные в мире здания и сооружения с применением инерционных демпферов: а – Башня Джона Хэнкока в Бостоне, США; б – Сиднейская телебашня в Сиднее, Австралия; в – Кристал Тауэр в Осаке, Япония; г – Диспетчерская вышка международного аэропорта Инчхон в Инчхоне, Республика Корея; д– Башня Aspire Tower в Дохе, Катар; е – Памятник Estela de Luz в Мехико, Мексика

Figure 1 – The known buildings and structures in the world using tuned mass dampers: a - John Hancock Tower in Boston, USA; b - Sydney Tower in Sydney, Australia; c - Crystal Tower in Osaka, Japan; d - Incheon International Airport Control Tower in Incheon, Republic of Korea; e– Aspire Tower in Doha, Qatar; f - Estela de Luz in Mexico City, Mexico

Для исследования на повышение сейсмостойкости [21-24] был взят в качестве примера минарет Великой мечети [1-5] Алеппо (рис.2). Также были использованы в качестве примера параметры и характеристики разрушительного землетрясения, которое произошло в районе города Кобе в Японии в 1995 году.

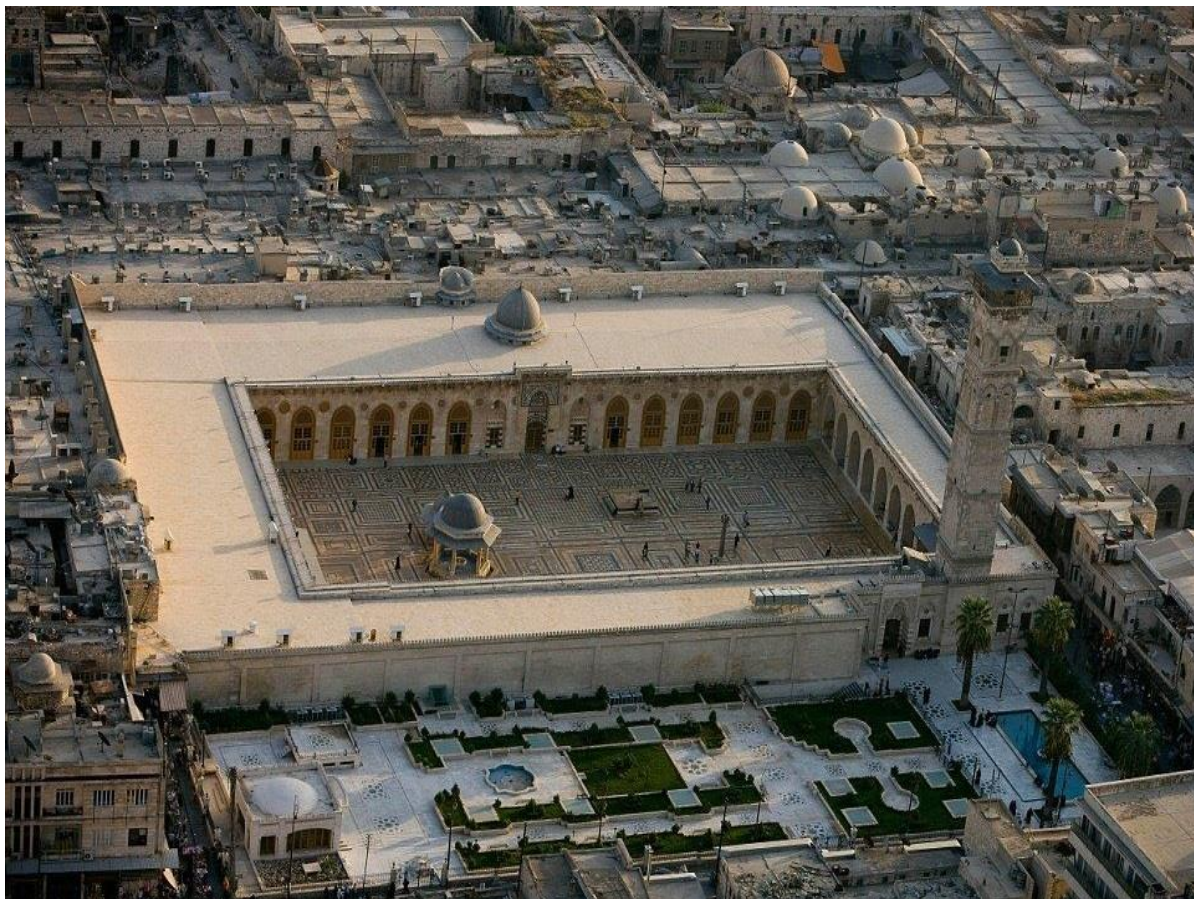


Рисунок 2 – Великая мечеть в Алеппо, Сирия (вид с севера)
Figure 2 – The Great Mosque in Aleppo, Syria (viewed from the north)

Суть исследования состоит в том, что в качестве инерционного демпфера был прикреплен груз к упругому стержню и расположен в верхней части минарета (рис. 3), то есть инерционный демпфер был разработан путем размещения упругого стержня и груза на вершине минарета мечети.

Подходящие масса груза и длина стержня являются основными при проектировании инерционного демпфера. Масса груза выбрана равной 35 кг, а длина стержня от 0,3 м–1,6 м.

Анализ, проведенный в программе SAP2000, показал, что длина стержня в 1,2 м обеспечивает наилучшую производительность, нежели другие размеры. Результаты показали, что инерционный демпфер улучшает динамическое поведение модели минарета мечети, поэтому такой демпфер может быть использован для повышения сейсмостойкости

минаретов мечетей и других высоких сооружений. На рисунке 3 показана модель минарета этой мечети.

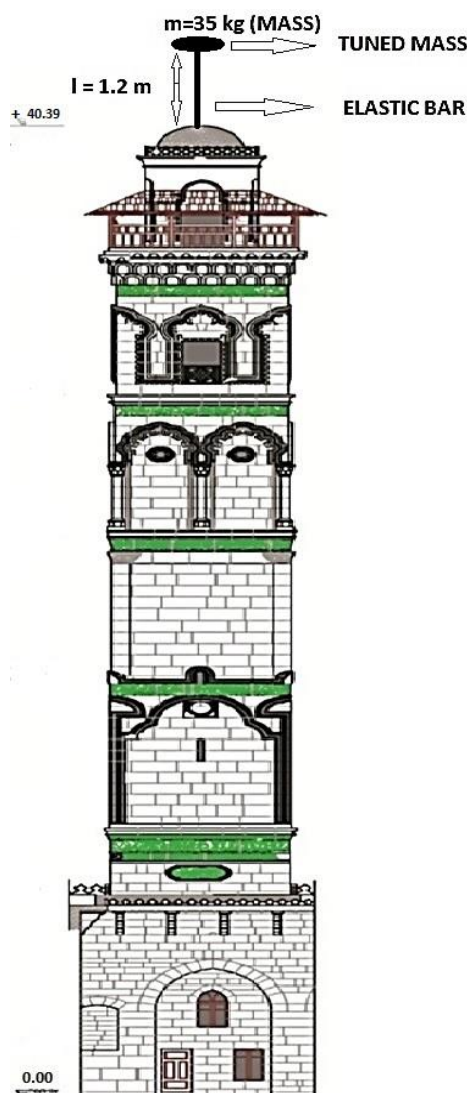


Рисунок 3 – Модель минарета Великой мечети в Алеппо с инерционным демпфером (TMD) на вершине

Figure 3 – Model of the minaret of the Great Mosque in Aleppo with tuned mass damper (TMD) on the top

Это исследование отвечает на вопрос, действительно ли инерционный демпфер способствует уменьшению смещения и ускорения минаретов. Для его проведения были использованы разные грузы с массами $m = 0$ кг, 5 кг, 10 кг, 15 кг, 20 кг, 30 кг и 35 кг. В результате оказалось, что при массе груза до 10 кг смещение, ускорение минарета и его динамические характеристики не изменились. Начиная с массы груза, равной 20 кг, наблюдалась значительная эффективность инерционного демпфера. На рисунке 4 показаны пиковые смещения и ускорения в

зависимости от различных значений грузов, использованных в инерционном демпфере.

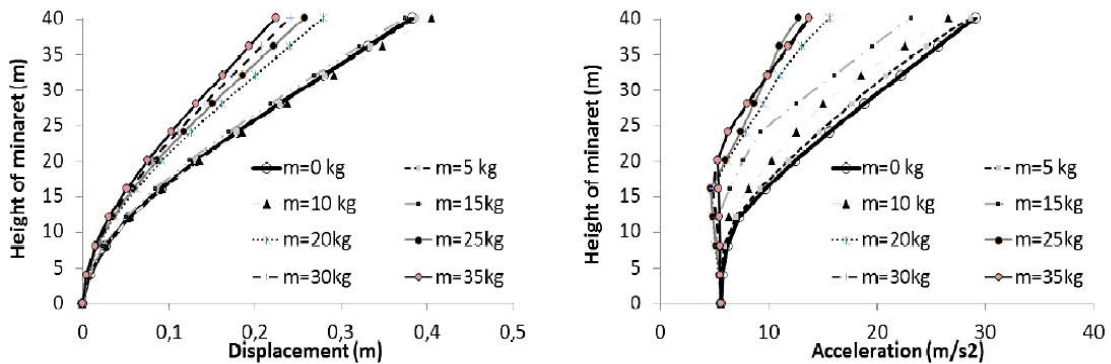


Рисунок 4 – Пиковые смещения и ускорения в зависимости от различных значений грузов инерционного демпфера

Figure 4 – Peak displacements and accelerations according to various tuned masses of the tuned mass damper (TMD)

Предварительный разброс длины стержня инерционного демпфера для проведения анализа варьируется от 0 до 1,6 м.

Оказалось, что при длине стержня до 1 м и равной 1,6 м не достигается ощутимый эффект в поведении конструкции, а при длине стержня $l = 0,2$ м и вовсе отрицательно влияет на систему с точки зрения смещения. Длина стержня 0,8 м и 1 м являются наиболее подходящими для уменьшения ускорения.

Стержни длиной 1 м и 1,2 м являются наиболее подходящими как для смещения, так и для ускорения в системе. Полученный результат показывает, что груз массой 35 кг и стержень длиной 1,2 м это наиболее подходящие характеристики инерционного демпфера для минарета вышеуказанной мечети. На рисунке 5 показаны пиковые смещения и ускорения в зависимости от различной длины стержня инерционного демпфера при массе груза равной 35 кг.

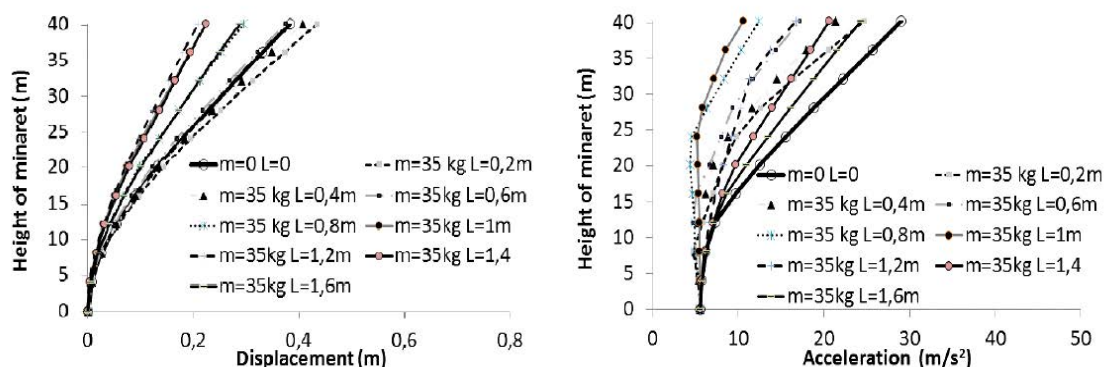


Рисунок 5 – Пиковые смещения и ускорения в зависимости от различных длин стержня инерционного демпфера

Figure 5 – Peak displacements and accelerations according to different elastic bar lengths of the tuned mass damper (TMD)

Изменения смещения вершины минарета во времени для различных длин стержня показаны на рисунке 6, а на рисунке 7 изменения ускорения вершины минарета во времени для различных длин стержня инерционного демпфера при массе груза равной 35 кг.

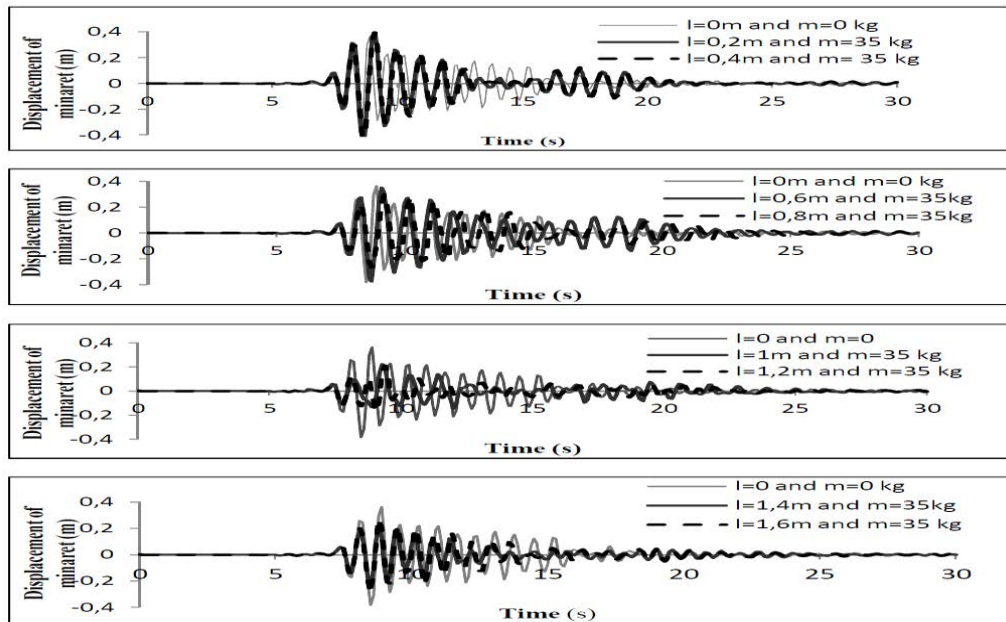


Рисунок 6 – Изменения смещений вершины минарета во времени для различных длин стержня
Figure 6 – Top displacement time history for different elastic bar lengths of the tuned mass damper (TMD)

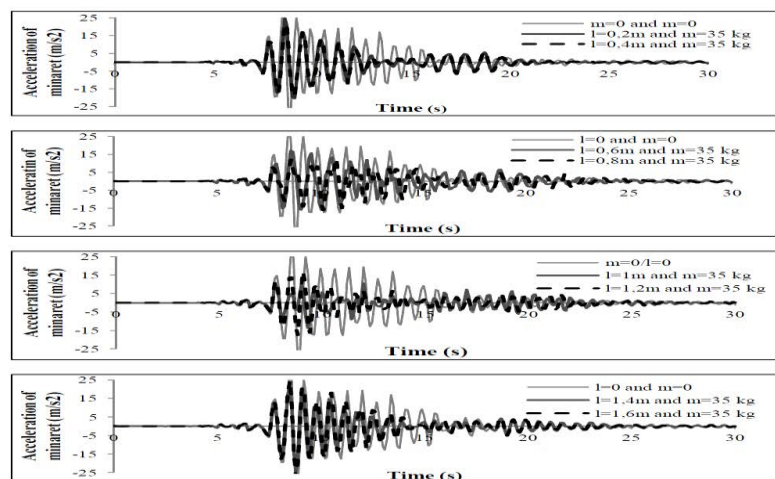


Рисунок 7 – Изменения ускорений вершины минарета во времени для различных длин стержня инерционного демпфера
Figure 7 – Top acceleration time histories according to different bar lengths of the tuned mass damper (TMD)

Заключение

На основании вышеизложенного можно сделать следующие важные выводы:

1. Вес груза и длина стержня инерционного демпфера (TMD) влияют на поведение минарета мечети при вибрации;
2. Выбор подходящих веса груза и длины стержня очень важны для эффективной работы инерционного демпфера, прикрепленного к вершине минарета;
3. При движении грунта из-за сейсмического воздействия правильно спроектированный и подобранный инерционный демпфер уменьшает как смещения, так и ускорения минарета, особенно на вершине;
4. Из-за уменьшения ускорения минарета благодаря использованию инерционного демпфера также снижается влияние поперечной силы на конструкцию. Следовательно, это важно, как для сечения, так и для высоты минаретов;
5. Рекомендовано использование систем инерционных демпферов для минаретов мечетей из-за простоты использования и хороших результатов при землетрясении;
6. Инерционные демпферы могут считаться эффективными для усиления высоких и тонких конструкций, подвергшихся ветровым нагрузкам;
7. Возможно и целесообразно использование инерционных демпферов для повышения устойчивости конструкций как к сейсмическому, так и к ветровому воздействию при восстановлении и реконструкции зданий и сооружений;
8. Реакция вершины минарета на смещение и ускорение без инерционного демпфера и с ним кардинально отличаются;
9. Инерционные демпферы делают сооружения более комфортабельными при негативных воздействиях как ветра, так и умеренного землетрясения за счет уменьшения вибрационного воздействия на конструкцию.

Литература

1. Альдреби З. А. Сейсмическая опасность территории Сирии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 6. С.43–48.
2. Альдреби З. А. Мониторинг и паспортизация наиболее известных памятников архитектуры в Сирии // Изв. Петерб. гос. ун-та путей сообщения. СПб. ПГУПС, 2018. Т. 15, вып. 2. С. 302–310.
3. Белаш Т. А., Альдреби З.А. Анализ повреждений памятников архитектуры Сирии, полученных в результате землетрясений и

- военных действий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. № 5. С.58–63.
4. Альдреби З. А. Методика расчета культовых сооружений с учетом их заполняемости применительно к мечетям Ближнего Востока // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 2. С.43–48.
 5. Белаш Т. А., Альдреби З.А. Оценка сейсмостойкости архитектурных памятников зодчества на территории Сирии // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2020. № 1(44). С.21–25.
 6. Sbeinati M.R., Darawcheh R., Mouty M. The historical earthquakes of Syria: an analysis of large and moderate earthquakes from 1365 B.C. to 1900 A.D. // *Annals of Geophysics*. 2005. V. 48. № 3. P.347-435.
 7. Ambraseys N.N., Jackson J.A. Faulting associated with historical and recent earthquakes in the Eastern Mediterranean // *Geophys. Jour. Intern.* 1998. V. 133. No 2. Pp. 390-406.
 8. Трифонов В.Г., Бачманов Д.М., Иванова Т.П. и др. Принципы и технология использования геологических данных для оценки сейсмической опасности (на примере Сирии) // *Инженерные изыскания*. 2010. № 4. С. 44 – 51.
 9. Девяткин Е.В., Додонов А.Е., Доброва М.Р. и др. Очерки геологии Сирии (Тр. ГИН РАН; Вып. 526). М.: Наука. 2000. 204 с.
 10. Rukieh M., Trifonov V.G., Dodonov A.E. et al. Neotectonic Map of Syria and some aspects of Late Cenozoic evolution of the north-western boundary zone of the Arabian plate // *Journal of Geodynamics*. 2005. V. 40. No 2-3. Pp. 235 – 256.
 11. Омар Х.М., Татевосян Р.Э., Ребецкий Ю.Л. Механизмы землетрясений и напряженное состояние земной коры в Сирии // *Вестник КРАУНЦ. Науки о земле*. 2012. №20. С.139-148.
 12. Трифонов В.Г., Додонов А.Е., Бачманов Д.М. и др. Неотектоника, современная геодинамика и сейсмическая опасность Сирии. М.: ГЕОС. 2012. 216 с.
 13. Gomez F., M. Meghraoui A.N. Darkal et al. Coseismic displacements along the Serghaya fault: an active branch of the Dead Sea Fault System in Syria and Lebanon, *J. Geol. Soc. Lond.* 2001, 158, Pp. 405-408.
 14. Frahm H. Device for damping vibrations of bodies. U.S. Patent 0989958, 1909.
 15. Miranda J. C. On tuned mass dampers for reducing the seismic response of structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2005, 34, pp. 847-865.
 16. Aldemir U., Yanik A., Bakiogl M.U. Control of structural response under earthquake excitation. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng* .2012. 27(8), pp.620-638.

17. Bitaraf M., Hurlebaus S., Barroso L.R. Active and semiactive adaptive control for undamaged and damaged building structures under seismic load. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng.* 2012. 27(1), pp.48-64.
18. Lei Y., Wu D.T., Lin Y. A decentralized control algorithm for large-scale building structures. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng.* 2012. 27(1), pp. 2-13.
19. Fisco N.R., Adeli H. Smart structures: part I-active and semi-active control. *Sci Iran, Trans A, Civ Eng.* 18(3), 2011, pp. 275-284.
20. Fisco N.R., Adeli H. Smart structures: part II- hybrid control systems and control strategies. *Sci Iran, Trans A, Civ Eng.* 2011. 18(3), pp.285-295.
21. Уздин А. М., Белаш Т. А., Елизаров С. В. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений (учеб. пособие). М.: ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте». 2012. 501 с.
22. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*, М.: Стандартинформ, 2018. 116 с.
23. ГОСТ Р 57546-2017 Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности. М.: Стандартинформ, 2017. 32 с.
24. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* М.: ФГУП ЦПП, 2011. 96 с.

References

1. Aldrebi Z. A. Seismic hazard of the territory of Syria. *Earthquake Engineering. Constructions Safety.* 2019, no. 6, pp. 43-48. (In Russian)
2. Aldrebi Z. A., Monitoring and certification of the most famous architectural monuments in Syria. *Izv. Petersburg state University of Communication.* SPb.: PGUPS, 2018, v. 15(2), pp. 302-310. (In Russian)
3. Belash T. A., Aldrebi Z.A. Analysis of damage to the architectural monuments of Syria resulting from earthquakes and hostilities. *Earthquake Engineering. Constructions Safety.* 2016, no. 5, pp.58-63. (In Russian)
4. Aldrebi Z. A. The method of calculation of religious buildings, taking into account their occupancy in relation to the mosques of the Middle East. *Earthquake Engineering. Constructions Safety.* 2019, no. 2, pp.43-48. (In Russian)
5. Belash T. A., Aldrebi Z.A. Estimation of seismic resistance of architectural monuments in the territory of Syria. *Natural and Technogenic Risks. Safety of Structures.* 2020, no. 1(44), pp.21–25. (In Russian)

6. Sbeinati M.R., Darawcheh R., Mouty M. The historical earthquakes of Syria: an analysis of large and moderate earthquakes from 1365 B.C. to 1900 A.D. *Annals of Geophysics*. 2005, v. 48, no. 3, pp.347-435.
7. Ambraseys N.N., Jackson J.A. Faulting associated with historical and recent earthquakes in the Eastern Mediterranean. *Geophys. Jour. Intern.* 1998, v. 133, no 2, pp. 390-406.
8. Trifonov V.G., Bachmanov D.M., Ivanova T.P. et al. Principles and technology of using geological data to assess seismic hazard (for example, Syria). *Engineering surveys*. 2010, no 4, pp. 44 – 51. (In Russian)
9. Devyatkin E.V., Dodonov A.E., Dobrova M.R. et al. Essays on the Geology of Syria (Proceedings of GIN RAS; Issue 526). M.: Nauka. 2000. 204 p. (In Russian)
10. Rukieh M., Trifonov V.G., Dodonov A.E. et al. Neotectonic Map of Syria and some aspects of Late Cenozoic evolution of the north-western boundary zone of the Arabian plate. *Journal of Geodynamics*. 2005, v. 40, no 2-3, pp. 235-256.
11. Omar H.M., Tatevosyan R.E., Rebetskiy Yu.L. The mechanisms of earthquakes and the stress state of the earth's crust in Syria. *Vestnik KRAUNTS. Earth Sciences*. 2012, no. 20, pp.139-148. (In Russian)
12. Trifonov V.G., Dodonov A.E., Bachmanov D.M. et al. Neotectonics, modern geodynamics and seismic hazard of Syria. M.: GEOS, 2012. 216 p. (In Russian)
13. Gomez F., M. Meghraoui A.N. Darkal et al. Coseismic displacements along the Serghaya fault: an active branch of the Dead Sea Fault System in Syria and Lebanon, *J. Geol. Soc. Lond.* 2001, 158, pp. 405-408.
14. Frahm H. Device for damping vibrations of bodies. U.S. Patent 0989958, 1909.
15. Miranda J. C. On tuned mass dampers for reducing the seismic response of structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2005, 34, pp. 847-865.
16. Aldemir U., Yanik A., Bakioglu M.U. Control of structural response under earthquake excitation. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng.* 2012. 27(8), pp.620-638.
17. Bitaraf M., Hurlbauss S., Barroso L.R. Active and semiactive adaptive control for undamaged and damaged building structures under seismic load. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng.* 2012. 27(1), pp.48-64.
18. Lei Y., Wu D.T., Lin Y. A decentralized control algorithm for large-scale building structures. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng.* 2012. 27(1), pp. 2-13.
19. Fisco N.R., Adeli H. Smart structures: part I-active and semi-active control. *Sci Iran, Trans A, Civ Eng.* 18(3), 2011, pp. 275–284.
20. Fisco N.R., Adeli H. Smart structures: part II- hybrid control systems and control strategies. *Sci Iran, Trans A, Civ Eng.* 2011. 18(3), P.285-295.

21. Uzdin A. M., Belash T. A., Elizarov S. V. Earthquake-resistant construction of transport buildings and structures (textbook). M.: Federal State Budget Educational Establishment "Educational and Methodological Center for Education in Railway Transport". 2012. 501 p. (In Russian)
22. SP 14.13330.2018 Construction in seismic areas. Updated edition of SNiP II-7-81 *, Moscow: Standartinform. 2018. 116 p. (In Russian)
23. GOST R 57546-2017 Earthquakes. Seismic intensity scale. M.: Standartinform. 2017. 32 p. (In Russian)
24. SP 20.13330.2011 Loads and impacts. Updated edition of SNiP 2.01.07-85 *, (Moscow: FGUP TsPP). 96 p. (In Russian).

Для цитирования: Альдреби З.А. Повышение устойчивости минаретов мечетей против сейсмического и ветрового воздействий с помощью инерционных демпферов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №4. С. 55-68 DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-55-68](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-55-68)

For citation: Aldrebi Z.A. Increasing the Resistance of Mosque Minarets against Seismic and Wind Impacts by using Tuned Mass Dampers. [Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions Safety], 2020, no. 4, pp. 55-68 (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-55-68](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-55-68)

УДК: 624.012.2, 624.042.7

ВЛИЯНИЕ НОРМАЛЬНОГО СЦЕПЛЕНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ КЛАДКИ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, В ТОМ ЧИСЛЕ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Варганов Д.Н.

старший инженер, лаборатория обследования и усиления сейсмостойких конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье приводится описание исследований по влиянию нормального сцепления на прочность кладки из ячеистого бетона. Описываются проводимые испытания и испытательные образцы. Также изложены результаты проведенных испытаний на настоящий момент. Указываются дальнейшие мероприятия по исследованию влияния нормального сцепления на несущую способность кладки из ячеистого бетона, в т.ч. при сейсмических воздействиях.

Ключевые слова: ячеистый бетон, нормальное сцепление, прочность, моделирование, критерии прочности

Vartanov D.N.

senior engineer, inspection and strengthening of earthquake resistant constructions laboratory, TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC Research Center of Construction. Moscow, Russian Federation

THE EFFECT OF NORMAL ADHESION ON THE STRENGTH OF A CELLULAR CONCRETE, INCLUDING SEISMIC INPUT

Abstract: The article describes research on the influence of normal adhesion on the strength of cellular concrete masonry. The performed tests and test samples are described. The results of the tests carried out to date are also presented. Further measures to study the effect of normal adhesion on the load-bearing capacity of cellular concrete masonry, including seismic impacts, are indicated.

Keywords: cellular concrete, normal adhesion, strength, designing, strength criteria

DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-69-83](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-69-83)

В работах Бубиса А.А. [1], Демчука И.Е. [2], Деркача В.Н. [2], Кабанцева О.В. [3], Онищика Л.И. [4], Семенцова С.А. [5], Тонких Г.П. [6] и др. проведены исследования прочности сцепления каменной кладки с растворами и ее влияние на прочность стен из кирпичной кладки. Результаты проведенных работ позволяют сделать предположение о наличии связи между нормальным сцеплением и прочностью кладки стен из иных видов кладки, в том числе из ячеистого бетона. Необходимо проведение экспериментальных и теоретических исследований для оценки влияния нормального сцепления на несущую способность стен из ячеистого бетона, в т.ч. при сейсмических воздействиях.

Для исследования влияния нормального сцепления на несущую способность кладки из ячеистого бетона проведены серии испытаний с ячеистым бетоном.

- I серия образцов - эталонные образцы кубиков из ячеистого бетона размером 150×150×150 мм. Результаты испытаний образцов этой серии позволят установить граничные значения несущей способности ячеистобетонных кубиков.
- II серия образцов - кубики, изготовленные из растворов, применявшихся для кладки образцов, испытанные на сжатие размером 70,7 × 70,7 × 70,7 мм.
- III серия образцов - образцы кубиков, испытанных на нормальное сцепление (3 образца, три вида раствора) (размер кубиков 150×150×600 мм по ГОСТ 10180). Проведение данной серии испытаний позволит определить, какой вид раствора, обладает наилучшими свойствами сцепления с ячеистым бетоном, а, следовательно, и лучшими прочностными свойствами.
- IV серия образцов – образцы стеновых панелей, испытанных на изгиб размером 600×250×1250 (h) мм. Для получения данных по испытаниям на изгиб используются индикаторы часового типа.
- V серия образцов - образцы-тройки из ячеистого бетона размером 600×250×1250 (h) мм, испытанные на внецентренное сжатие (11 серий по 6 образцов в серии: 3 образца по перевязанному сечению и 3 образца по непереязанному).

В ходе исследовательской работы на данный момент были проведены испытания на нормальное сцепление с применением растворов на различных основах, а также испытания кубиков из ячеистого бетона на осевое сжатие и испытание растворных кубиков, изготовленных из всех видов растворов, применяющихся в работе на осевое сжатие. Образцы-двойки были изготовлены из ячеистого бетона разных марок по прочности.

Для испытаний на нормальное сцепление использовались кубики размером 150×150×150 мм с выпиленными пазами из газобетона с классом по прочности на сжатие В1.5, В2.5, В3.5 (серии II-XII) и монолитные образцы 150×300 мм (серия I). В качестве кладочного раствора были использованы следующие составы:

– Клей для блоков из ячеистого бетона «SR-67 PRO» (опытные образцы II-й серии) производства ООО «КиМег» (МО, г. Королев). В состав клея входят: высококачественный цемент, фракционированный песок, полимерные и минеральные добавки.

– Монтажный клей «Sibir» (опытные образцы III-й серии) производства ООО «ФАВОРИТ» (МО, г. Ногинск). В состав клея входят: цемент, фракционированный песок, комплекс модифицирующих добавок.

– Клей монтажный цементный «Ахтон» (опытные образцы IV-й серии) производства «ПЛ групп» (г. Москва). В состав клея входят: цемент высокого качества, фракционированный песок, комплекс полимерных добавок.

– Клей для блоков монтажный «Боларс» (опытные образцы V-й серии) производства ООО «Эй-Джи строймаркет» (МО, д. Ратмирово). В состав клея входит: высококачественный цемент, фракционированный песок, высокоэффективные модифицирующие добавки.

– Клей для блоков «SuperTitan» (опытные образцы VI-й серии) производства ООО «Авангард» (МО, г. Мытищи). В состав клея входит: цементно-песчаная основа и специальные химические добавки.

– Полиуретановый клей «Tytan Professional» (опытные образцы VII-й серии) производства Orion PU Sp.zo.o. (Польша).

– Полиуретановый клей «ТехноНИКОЛЬ» (опытные образцы VIII-й серии) производства ООО «ТехноНИКОЛЬ Воскресенск» (г. Рязань).

– Полиуретановый клей «Bonolit» (опытные образцы IX-й серии) производства Orion PU Sp.zo.o. (Польша).

– Полиуретановый клей «KUDO» (опытные образцы X-й серии) производства ЗАО «Эльф Филлинг» (МО, г. Электроугли).

– Цементно-песчаный раствор М200 (опытные образцы XI-й серии).

– Цементно-песчаный раствор М300 (опытные образцы XII-й серии).

На рисунке 1 показана схема, по которой испытывался образец.

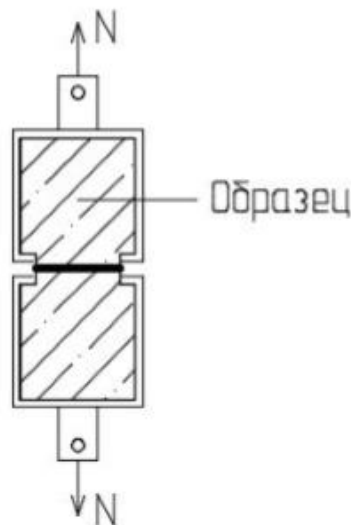


Рисунок 1 - Схема испытания склеенных образцов - «двоек» на осевое растяжение

Figure 1 - Scheme of tests of glued samples – «twos» for axial tension

На рисунке 2 показан общий вид образцов для испытаний на нормальное сцепление.

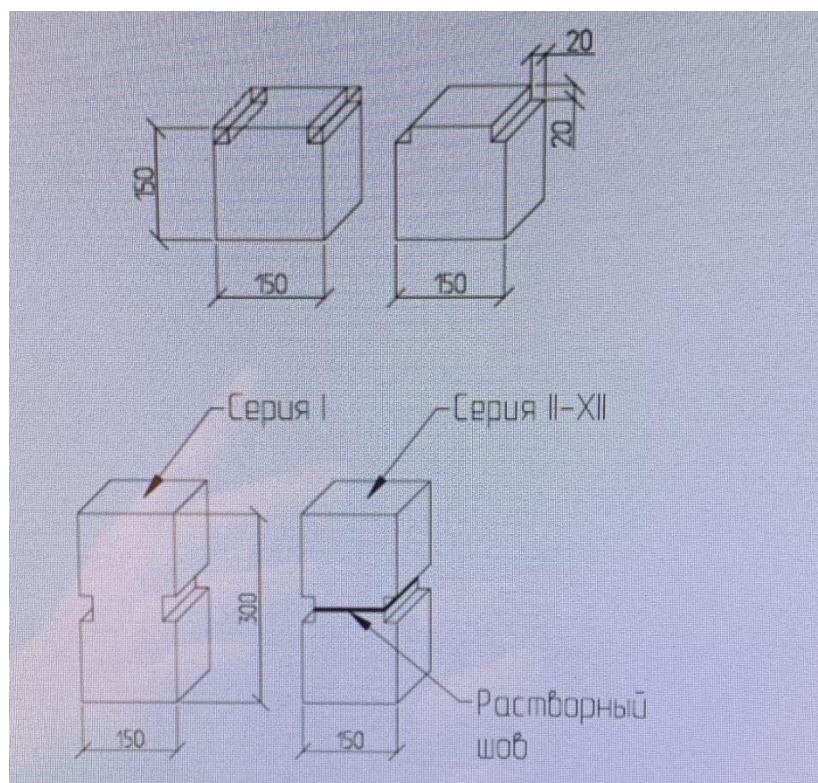


Рисунок 2 - Общий вид образцов для испытаний на нормальное сцепление
Figure 2 - General view of samples for normal adhesion tests

Применение в качестве растворного шва полиуретановых клеевых составов, как показали результаты испытаний, не привело к увеличению значений прочности относительно нормированного (согласно СП 15.13330.2012) показателя (80 кПа), однако характер разрушения образцов, а также сравнительный анализ значений расчетных сопротивлений осевому растяжению указанных образцов с эталонными образцами (I-я серия) указывает на монолитность кладки.

Далее проводился расчет прочности бетона на осевое растяжение в соответствии с СП 15.13330.2012 и ГОСТ 10180-2012 по формуле:

$$R_t = \beta \frac{F}{A} K_W,$$

где:

F - разрушающая нагрузка, Н;

R_t - расчетное значение прочности бетона на осевое растяжение;

A - площадь поперечного сечения;

β - масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы, для кубов $150 \times 150 \times 150$ мм.

K_w - поправочный коэффициент для ячеистого бетона, учитывающий влажность образцов в момент испытания, принимается по таблице 5 [3];

Результаты проведенного испытания показаны в таблице 1.

Таблица 1 - Результаты испытаний опытных образцов на осевое растяжение (нормальное сцепление)
 Table 1 - Results of testing of prototypes for axial tension (normal adhesion)

№ п/п	Класс бетона блока по прочности на сжатие	№ обр.	Размеры шва b×d (мм)	N _{разр} (Н)	Временное сопротивление осевому растяжению R_t^u , (кПа)	Среднее значение временного сопротивления осевому растяжению, (кПа)	Коэффициент перехода от временного сопротивления осевому растяжению к расчетному, k	Среднее значение приведенного сопротивления осевому растяжению, $R_{t,cp}$, (кПа)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Серия I - эталон								
1	B1.5	1	105×149	1750	111,857	106,629	2,2	48,468
2		2	106×147	1550	99,474			
3		3	108×145	1700	108,557			
4	B2.5	1	106×148	2800	178,480	180,396		81,998
5		2	105×146	2750	179,387			
6		3	108×149	2950	183,321			
7	B3.5	1	107×147	3400	216,161	220,279		100,127
8		2	109×146	3550	223,074			
9		3	106×149	3500	221,603			
Серия II - клей «SR-67 PRO»								
10	B1.5	1	107×151	1600	99,028	104,483	2,2	47,492
11		2	108×148	1750	109,484			
12		3	108×150	1700	104,938			
13	B2.5	1	107×150	2950	183,801	185,437		84,290
14		2	109×150	3050	186,544			
15		3	109×148	3000	185,966			
16	B3.5	1	106×146	3250	210,003	204,617		93,008
17		2	109×150	3250	198,777			
18		3	108×149	3300	205,071			

Таблица 1 - (Продолжение)
Table 1 - (Continuation)

№ п/п	Класс бетона блока по прочности на сжатие	№ обр.	Размеры шва b×d (мм)	N _{разр} (Н)	Временное сопротивление осевому растяжению R_t^u , (кПа)	Среднее значение временного сопротивления осевому растяжению, (кПа)	Коэффициент перехода от временного сопротивления осевому растяжению к расчетному, k	Среднее значение приведенного сопротивления осевому растяжению, $R_{t,ср}$, (кПа)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Серия III - клей «Sibir»								
19	B1.5	1	104×148	2000	129,938	121,211	2,2	55,096
20		2	108×147	1750	110,229			
21		3	106×149	1950	123,465			
22	B2.5	1	105×148	3350	215,573	199,788		90,813
23		2	107×151	3000	185,678			
24		3	106×150	3150	198,113			
25	B3.5	1	103×148	3450	226,319	224,007		101,821
26		2	109×152	3650	220,304			
27		3	105×150	3550	225,397			
Серия IV - клей «Ахтон»								
28	B1.5	1	104×151	1800	114,620	114,987	2,2	52,267
29		2	106×149	1850	117,133			
30		3	106×150	1800	113,208			
31	B2.5	1	104×150	3200	205,128	210,356		95,616
32		2	104×148	3300	214,397			
33		3	107×148	3350	211,543			
34	B3.5	1	104×147	3600	235,479	227,838		103,563
35		2	104×149	3450	222,638			
36		3	105×150	3550	225,397			

Таблица 1 - (Продолжение)
Table 1 - (Continuation)

№ п/п	Класс бетона блока по прочности на сжатие	№ обр.	Размеры шва b×d (мм)	N _{разр} (Н)	Временное сопротивление осевому растяжению R_t^u , (кПа)	Среднее значение временного сопротивления осевому растяжению, (кПа)	Коэффициент перехода от временного сопротивления осевому растяжению к расчетному, k	Среднее значение приведенного сопротивления осевому растяжению, $R_{t,ср}$, (кПа)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Серия V - клей «Боларс»										
37	B1.5	1	106 × 149	2100	132,962	131,371	2,2	59,714		
38		2	105 × 148	2050	131,918					
39		3	106 × 146	2000	129,232					
40	B2.5	1	108×148	3250	203,328	196,797		2,2	89,453	
41		2	107×149	3050	191,307					
42		3	107×148	3100	195,757					
43	B3.5	1	106×147	3500	224,618	230,851			2,2	104,932
44		2	105×145	3600	236,453					
45		3	108×150	3750	231,481					
Серия VI - клей «Super Titan»										
46	B1.5	1	104×148	1750	113,695	113,181	2,2			51,446
47		2	108×150	1800	111,111					
48		3	106×148	1800	114,737					
49	B2.5	1	106×149	3250	205,774	194,151		2,2		88,250
50		2	104×147	2850	186,421					
51		3	108×146	3000	190,259					
53		2	106×152	4000	248,262					
54		3	105×150	3650	231,746					

Таблица 1 - (Продолжение)
Table 1 - (Continuation)

№ п/п	Класс бетона блока по прочности на сжатие	№ обр.	Размеры шва b×d (мм)	N _{разр} (Н)	Временное сопротивление осевому растяжению R_t^u , (кПа)	Среднее значение временного сопротивления осевому растяжению, (кПа)	Коэффициент перехода от временного сопротивления осевому растяжению к расчетному, k	Среднее значение приведенного сопротивления осевому растяжению, $R_{t,cp}$, (кПа)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Серия VII - клей «Tytan Professional»								
55	B1.5	1	106×148	1863	118,753	117,910	2,2	53,595
56		2	106×147	2010	128,995			
57		3	107×147	1667	105,983			
58	B2.5	1	101×150	2844	187,723	185,816		84,462
59		2	106×149	2991	189,356			
60		3	104×149	2795	180,369			
61	B3.5	1	101×149	2648	175,959	187,121		85,055
62		2	106×149	2599	164,556			
63		3	105×148	3432	220,849			
Серия VIII - клей «Технониколь»								
64	B1.5	1	106×147	1667	106,982	109,531	2,2	49,786
65		2	106×148	1569	100,013			
66		3	96×147	1716	121,599			
67	B2.5	1	101×149	2648	175,959	172,255		78,298
68		2	101×150	2599	171,551			
69		3	105×149	2648	169,255			
70	B3.5	1	103×148	2942	192,994	199,492		90,678
71		2	102×144	2893	196,963			
72		3	101×149	3138	208,519			

Таблица 1 - (Продолжение)
Table 1 - (Continuation)

№ п/п	Класс бетона блока по прочности на сжатие	№ обр.	Размеры шва b×d (мм)	N _{разр} (Н)	Временное сопротивление осевому растяжению R_t^u , (кПа)	Среднее значение временного сопротивления осевому растяжению, (кПа)	Коэффициент перехода от временного сопротивления осевому растяжению к расчетному, k	Среднее значение приведенного сопротивления осевому растяжению, $R_{t,cp}$, (кПа)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Серия IX - клей «Bonolit»								
73	B1.5	1	106×147	1912	122,706	116,008	2,2	52,731
74		2	100×146	1569	107,466			
75		3	104×148	1814	117,853			
76	B2.5	1	105×150	2354	149,460	138,596		62,998
77		2	105×149	2305	147,331			
78		3	103×148	1814	118,998			
79	B3.5	1	103×148	2648	173,708	157,900		71,773
80		2	106×147	2795	179,374			
81		3	104×147	1844	120,617			
Серия X - клей «KUDO»								
82	B1.5	1	100×146	1569	107,466	101,967	2,2	46,349
83		2	104×148	1471	95,569			
84		3	107×147	1618	102,867			
85	B2.5	1	105×150	2206	140,063	146,532		66,605
86		2	103×148	2305	151,207			
87		3	105×148	2305	148,327			
88	B3.5	1	106×147	2746	176,229	174,525		79,330
89		2	102×149	2403	158,113			
90		3	104×147	2893	189,233			

Таблица 1 - (Продолжение)
Table 1 - (Continuation)

№ п/п	Класс бетона блока по прочности на сжатие	№ обр.	Размеры шва b×d (мм)	N _{разр} (Н)	Временное сопротивление осевому растяжению R_t^u , (кПа)	Среднее значение временного сопротивления осевому растяжению, (кПа)	Коэффициент перехода от временного сопротивления осевому растяжению к расчетному, k	Среднее значение приведенного сопротивления осевому растяжению, $R_{t,ср}$, (кПа)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Серия XI - цементно-песчаный раствор М200								
91	В1.5	1	105×149	2501	159,859	134,116	2,2	60,962
92		2	103×141	1226	84,418			
93		3	102×146	2354	158,071			
94	В2.5	1	105×149	2206	141,004	141,238		64,199
95		2	102×144	2059	140,182			
96		3	102×145	2108	142,529			
97	В3.5	1	102×148	2403	159,181	159,691		72,587
98		2	102×146	2501	167,943			
99		3	101×147	2256	151,950			
Серия XII - цементно-песчаный раствор М300								
100	В1.5	1	102×144	2256	153,595	156,172	2,2	70,987
101		2	101×143	2599	179,949			
102		3	102×146	2010	134,972			
103	В2.5	1	102×145	2305	155,849	165,892		75,405
104		2	103×147	2648	174,889			
105		3	102×144	2452	166,939			
106	В3.5	1	101×147	2501	168,452	164,266		74,666
107		2	107×149	2893	181,459			
108		3	102×148	2157	142,886			

Образцы, изготовленные на цементно-песчаных растворах марок М200 и М300, показали по результатам испытаний самые низкие значения сопротивления кладки при осевом растяжении. Характер их разрушения (все образцы разрушались по шву) (рисунок 3 а, б) показывает, что сцепление таких составов с материалом кладки недостаточно и не зависит от прочности кладочного раствора.

а)



б)



Рисунок 3 - Характер разрушения опытных образцов
Figure 3 - Character of destruction of prototypes

Близость расчетных значений прочности на осевое растяжение образцов-двоек, выполненных на различных полимерцементных растворах и полиуретановых клеях, со значениями эталонных образцов-восьмерок, а также характер разрушения образцов (абсолютно все образцы II-X серий разрушались по телу бетона) позволяет констатировать, что **прочность на растяжение использованных полимерцементных составов, выше прочности ячеистого бетона на растяжение**. Таким образом, адгезия полимерцементных и клеевых составов достаточна для вовлечения в работу по восприятию растягивающих усилий элементов кладки из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения.

Также в дальнейшем в ходе исследовательской работы будет проведен параметрический анализ и сопоставительный анализ параметров, полученных в результате экспериментальных исследований. Далее планируется провести моделирование кладки как кусочно-однородной среды на основе структурного (дискретного) моделирования с использованием критериев прочности материалов базовых элементов, определенных механизмов разрушения внутренних связей между базовыми элементами и соответствующих им критериев прочности связей.

В ходе работы также будут проведены исследования элементов стеновых панелей из ячеистого бетона на действие динамических нагрузок для выявления вида раствора, который обеспечивает наилучшее сцепление с камнем и, соответственно, наибольшую устойчивость кладки к сейсмическим воздействиям.

По результатам проведения исследовательской работы будет предложено внести корректировку в СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции». Корректировка коснется таблиц 11 и 12.

Литература

1. Бубис А.А. Верификация методики расчета фрагментов стен сейсмическую нагрузку // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. № 6. С. 21-27.
2. Демчук И.Е., Деркач В.Н. Исследования прочности сцепления растворов в каменной кладке // Вестник Брестского государственного технического университета. 2012. №1. С.71.
3. Кабанцев О.В. Научные основы структурной теории каменной кладки для оценки предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий: дис. ... доктор тех. наук: 05.23.01. М. 2016. 358 с.
4. Онищик Л.И. Каменные конструкции. Москва. 1939. 215 с.
5. Семенцов С.А. Некоторые особенности деформаций кирпичной кладки при сжатии и изгибе. В кн.: Исследования по каменным конструкциям. М.: Стройиздат. 1949. С. 93 - 105.
6. Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Грановский А.В., Симаков О.А. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна // Вестник ТГАСУ. 2014. № 6. С. 57-69.

References

1. Bubis A.A. Verification of the method of calculation of fragments of walls on seismic loading. Earthquake engineering. safety of structures. 2015, no.6, pp. 21-27. [In Russian]
2. Demchuk I.E., Derkach V.N. Studies of the adhesion strength of solutions in masonry. Reporter of Brest state technical university. 2012, no.1, pp. 71.
3. Kabantsev O.V. Scientific basis of structural theory of masonry for evaluation of limit conditions of earthquake-resistant buildings stone structures: diss. ... Doctor of Engineering: 05.23.01.M.2016.358 p.
4. Onischik L.I. Masonry structures. Moscow. 1939. 215 p.

5. Sementsov S.A. Some features of masonry deformations during compression and bending. In the book: Research on stone structures. Stroyizdat. 1949, pp. 93 - 105.
6. Tonkih G.P., Kabantsev O.V., Granovskiy A.V., Simakov O.A. Experimental studies of seismic reinforcement of masonry by external reinforcement system based on carbon fiber. Vestnik TGASU. 2014, no. 6, pp. 57-59.

Для цитирования: Вартанов Д.Н. Влияние нормального сцепления на прочность кладки из ячеистого бетона, в том числе при сейсмических воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 4. С. 69-83. DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-69-83](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-69-83)

For Citation: Vartanov D.N. The Effect of Normal Adhesion on the Strength of a Cellular Concrete, Including Seismic Input. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 4, pp. 69-83 (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-69-83](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-69-83)

УДК 519.6

Математическая модель притока жидкости к скважине с использованием производных дробного порядка

Хворова А.Н.

Инженер ЛССИМС ЦНИИСК им Кучеренко АО «НИЦ» Строительство». Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье рассмотрена начальная задача Коши для дифференциального уравнения дробного порядка с переменным коэффициентом и ее численное решение, применимое в задаче разработки нефтяной скважины для определения изменения давления с увеличением расстояния от скважины. На основе экспериментальных данных идентифицирован параметр предложенной математической модели для конкретной скважины. Параметр математической модели определялся из решения задачи аппроксимации эмпирических данных методом наименьших квадратов.

Ключевые слова: дифференциальное уравнение дробного порядка, численный метод, задача Коши

Khvorova A.N.

Engineer of TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC RCC. Moscow, Russian Federation

MATHEMATICAL MODEL OF FLUID FLOW TO THE WELL USING FRACTIONAL DERIVATIVES

Abstract: The article considers the initial Cauchy problem for a fractional differential equation with a variable coefficient and its numerical solution is applicable in the problem of developing an oil well to determine the pressure change with increasing distance from the well. The parameter of the proposed mathematical model for a specific well was identified based on experimental data. The parameter of the mathematical model was determined by solving the problem of approximating empirical data using the least squares method.

Keywords: fractional differential equation, numerical method, Cauchy problem

DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-84-92](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-84-92)

В промысловой практике существует множество причин отклонения закона фильтрации в трещиноватых коллекторах от закона Дарси. Данные причины связаны с деформацией коллектора, силами сопротивления, изменением свойств пласта и жидкости и т.д.

Гораздо точнее движение жидкости в трещиноватых коллекторах описывается формулой, в которой первое слагаемое учитывает потери давления от трения между жидкостью и средой, второе - инерционную составляющую сопротивления движению жидкости [1,2]

$$\nabla P = -\frac{\mu}{k} \cdot \bar{v} - \frac{\mu\beta v}{k} \cdot \bar{v} \quad (1)$$

где ∇P – градиент давления, \bar{v} – вектор скорости, μ – вязкость жидкости, k – проницаемость среды, v – модуль \bar{v} , β – константа пропорциональности.

Рассматривая движение жидкости в пласте будем считать, что толщина пласта изменяется плавно. Выделим серединную плоскость пласта, равноудалённую от кровли и подошвы. Выберем направления координатных осей X , Y в этой плоскости и оси Z , перпендикулярной данной плоскости и рассмотрим уравнение неразрывности для несжимаемой жидкости:

$$\operatorname{div} \bar{v} = 0. \quad (2)$$

Запишем уравнение (2) в цилиндрической системе координат

$$\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial(rv_r)}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial(rv_\theta)}{\partial \theta} + \frac{\partial(v_z)}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

Так как задача является осесимметричной и плоской, уравнение (3) упростим следующим образом:

$$\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial(rv_r)}{\partial r} = 0. \quad (4)$$

Выражая из уравнения (1) v , получим:

$$v = \frac{\sqrt{1 + 4\beta k |\nabla P| / \mu} - 1}{2\beta}. \quad (5)$$

Подставляя уравнение (5) в уравнение (4), получим:

$$\frac{d}{dr} \left[r \left(\sqrt{1 + \frac{4\beta k |\nabla P|}{\mu}} - 1 \right) \right] = 0.$$

Очевидно, существует такая константа C_1 , что

$$r \left(\sqrt{1 + \frac{4\beta k |\nabla P|}{\mu}} - 1 \right) = C_1 \quad (6)$$

Постоянную интегрирования C_1 находим при условии $|\nabla P| < |\nabla P|_{crit}$.

Основываясь на большом количестве эмпирических данных, была предложена следующая зависимость мощности трещиноватого слоя от градиента давления [1]:

$$H = hD^\alpha \frac{P}{(|\nabla P|_{crit})^\alpha}, \quad 0 \leq \alpha \leq 1. \quad (7)$$

где h – мощность слоя, в котором $|\nabla P|_{crit}$ – критическое значение градиента давления, α – эмпирический коэффициент, описывающий изменение мощности слоя в зависимости от градиента давления, а D^α – дробная производная Капуто [3] порядка α :

$$D^\alpha P = \frac{1}{\Gamma(1-\alpha)} \int_0^r \frac{P'(t)}{(r-t)^\alpha} dt \quad (8)$$

Формула (7) показывает, что H зависит от значений ∇P , распределенных по всей скважине. Предположим, что существует скважина с радиусом r_c , вскрывшая пласт толщиной H , тогда расход жидкости Q представляется в виде:

$$Q = 2\pi(rHv)|_{r=r_c} \quad (9)$$

Подставляя уравнение (5) в уравнение (9) получаем Q , где просачивание идет в одном направлении:

$$Q = \frac{\pi\kappa H}{\beta} \left(\sqrt{1 + \frac{4\beta k}{\mu} |\nabla P|} - 1 \right) \quad (10)$$

Подставляя уравнение (10) в соотношение (7) получаем:

$$\sqrt{1 + \frac{4\beta k}{\mu} |\nabla P|} - 1 = \frac{Q\beta |\nabla P|_{crit}^\alpha}{\pi r h D^\alpha P} \quad (11)$$

Из (11) находим константу C_1

$$C_1 = \frac{Q\beta |\nabla P|_{crit}^\alpha}{\pi r h D^\alpha P} \quad (12)$$

С учетом уравнения (11) получаем:

$$[D^\alpha P]^2 |\nabla P| = a(r) D^\alpha P + b(r), \quad 0 \leq \alpha < 1 \quad (13)$$

где

$$a(r) = \frac{\mu Q |\nabla P|_{crit}^\alpha}{2\pi r h k}; \quad b(r) = \frac{\mu \beta}{k} \left(\frac{Q |\nabla P|_{crit}^\alpha}{2\pi r h} \right)^2 \quad (14)$$

$r \in [r_c, r_k]$, r_c – радиус скважины, r_k – радиус контура питания.

Уравнение (13) есть нелинейное дробное дифференциальное уравнение с переменными коэффициентами. Перепишем его и зададим начальное условие для уравнения:

$$\begin{aligned} P'(r)[D^\alpha P(r)]^2 &= a(r)D^\alpha P + b(r), \quad 0 < \alpha < 1 \\ P(0) &= 0 \end{aligned} \quad (15)$$

Введем преобразование переменной:

$$\begin{aligned} D^\alpha P(r) &= v(r) \\ P'(r) &= D^\beta v(r); \quad \beta = 1 - \alpha \end{aligned} \quad (16)$$

И перепишем уравнение (15) в виде следующей системы:

$$\begin{cases} D^\beta v(r)[v(r)]^2 = a(r)v(r) + b(r) \\ D^\alpha P(r) = v(r) \end{cases} \quad (17)$$

При этом [4] имеет место следующее:

$$\begin{aligned} P(0) = 0 \text{ и } 0 < \alpha, \beta < 1, \quad D^\alpha \cdot D^\beta P(r) &= D^{\alpha+\beta} P(r) \\ v(0) &= \frac{1}{\Gamma(1-\alpha)} \int_0^0 (0-t)^{-\alpha} P'(r) dr = 0 \end{aligned}$$

Решим задачу со следующими параметрами:

$$r_c = 0.1 \text{ м}, \quad r = 100 \text{ м}; \quad \mu = 10^{-13} \text{ Па} \cdot \text{с}, \quad k = 10^{-3} \text{ м}^2, \quad h = 10 \text{ м},$$

$$|\nabla P|_{crit} = 2.5 \cdot \frac{10^5 \text{ Па}}{\text{м}}, \quad \beta = 10^3 \text{ с / м}$$

Система уравнений (17) решается в два этапа:

1) Преобразуем и решим первое уравнение системы (17) с начальным условием:

$$\begin{aligned} D^\beta v(r) &= \frac{a(r)}{v(r)} + \frac{b(r)}{[v(r)]^2}, \quad 0 < r < T, \quad 0 < \alpha < 1, \quad T = 100 \\ v(0) &= 0 \end{aligned} \quad (18)$$

Построим численную схему, где за шаг сетки примем значение $h = T/2N$ для некоторого натурального числа N .

$$r_i = ih, \quad v_i = v(r_i), \quad f_i = f(r_i, v_i), \quad \forall i = 0, 1, 2, \dots, 2N$$

Решение уравнения сводится к следующей системе [1]:

$$\begin{cases} g_m^1 + a_m^1 v_{2m} + a_m^2 v_{2m+1} + a_m^3 v_{2m+2} = f_{2m+2} \\ g_m^2 + c_m^1 v_{2m} + c_m^2 v_{2m+1} + c_m^3 v_{2m+2} = f_{2m+1} \end{cases} \quad (19)$$

Где ($m = 0, 1, \dots, N-1$)

Коэффициенты системы уравнения (19) находятся следующим образом:

$$f_m = \frac{a_m(r_m)}{v_m(r_m)} + \frac{b_m(r_m)}{[v_m(r_m)]^2}$$

$$g_m^1 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \sum_{k=0}^{m-1} \int_{r_{2k}}^{r_{2k+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} (a_1 v_{2k} + a_2 v_{2k+1} + a_3 v_{2k+2}) dr$$

$$g_m^2 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \sum_{k=0}^{m-1} \int_{r_{2k}}^{r_{2k+2}} (r_{2m+1} - r)^{-\beta} (a_1 v_{2k} + a_2 v_{2k+1} + a_3 v_{2k+2}) dr$$

$$a_m^1 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \int_{r_{2m}}^{r_{2m+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} a_1 dr; \quad a_m^2 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \int_{r_{2m}}^{r_{2m+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} a_2 dr$$

$$a_m^3 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \int_{r_{2m}}^{r_{2m+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} a_3 dr; \quad c_m^1 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \int_{r_{2m}}^{r_{2m+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} d_1 dr$$

$$c_m^2 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \int_{r_{2m}}^{r_{2m+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} d_2 dr; \quad c_m^3 = \frac{1}{\Gamma(1-\beta)} \int_{r_{2m}}^{r_{2m+2}} (r_{2m+2} - r)^{-\beta} d_3 dr$$

$$a_1 = \frac{2r - r_{2k+1} - r_{2k+2}}{2h^2} \quad a_2 = \frac{2r - r_{2k} - r_{2k+2}}{-h^2} \quad a_3 = \frac{2r - r_{2k} - r_{2k+1}}{2h^2}$$

$$d_1 = \frac{2r - r_{2m+1/2} - r_{2m+1}}{h^2/2} \quad d_2 = \frac{2r - r_{2m} - r_{2m+1}}{-h^2/4} \quad d_3 = \frac{2r - r_{2m} - r_{2m+1/2}}{h^2/2}$$

$$c_m^1 = b_m^1 + \frac{3}{8} b_m^2; \quad c_m^2 = b_m^3 + \frac{3}{4} b_m^2; \quad c_m^3 = -\frac{1}{8} b_m^2$$

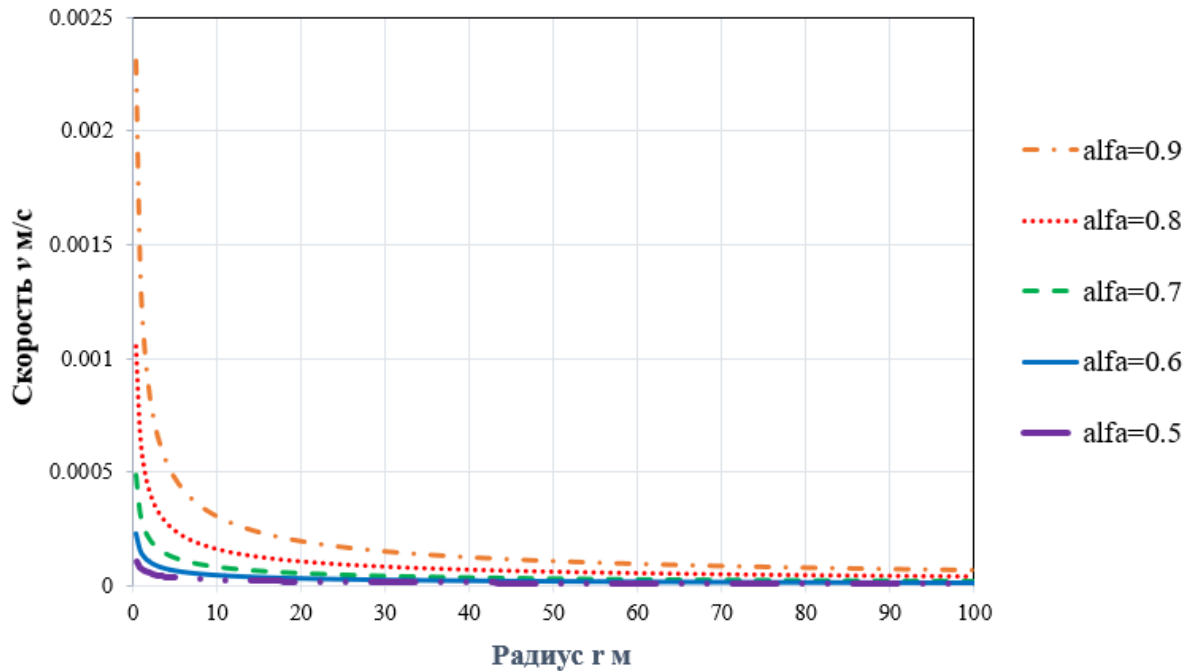


Рисунок 1 - Расчетная зависимость $D^\beta v(r)$ от радиуса r при $Q=11,5 \times 10^{-5} \text{ м}^3 / \text{с}$ при различных α

Figure 1 - Dependence of $D^\beta v(r)$ from radius r for $Q=11,5 \times 10^{-5} \text{ м}^3 / \text{с}$ with different α

2) Затем, основываясь на полученных данных значения $D^\beta v(r)$, аналогичным способом найдем значения давления из второго уравнения системы (17)

$$D^\alpha P(r) = v(r); P(0) = 0 \quad (20)$$

В результате получаем изменения значения давления в зависимости от радиуса r , представленные на рисунке 2.

На рисунке 3 изображены индикаторные линии решения представленного выше дифференциального уравнения дробного порядка при различных Q и при одинаковых для всех случаях значениях $\alpha = 0.7$.

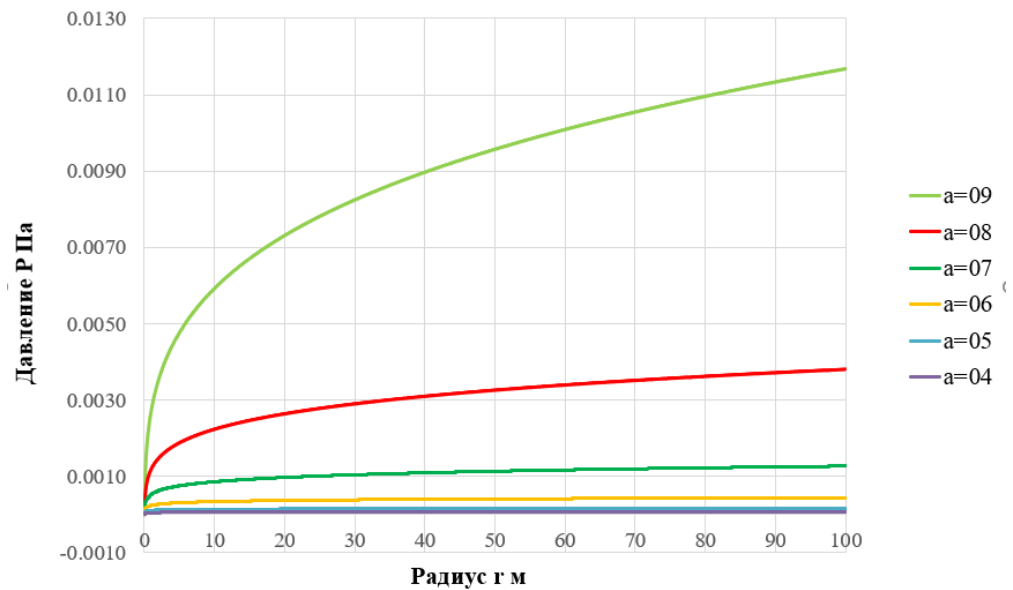


Рисунок 2 - Зависимость изменения давления P от r при $Q=11,5 \times 10^{-5} \text{ м}^3 / \text{с}$ и различных α

Figure 2 - Dependence of pressure P from r for $Q=11,5 \times 10^{-5} \text{ м}^3 / \text{с}$ with different α

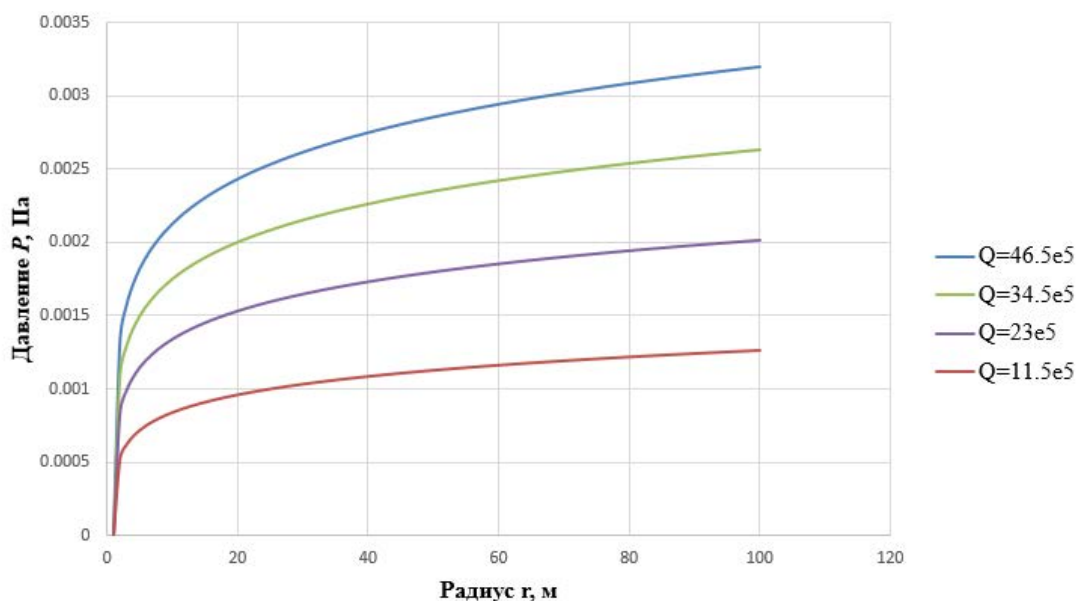


Рисунок 3 - Зависимость давления P от радиуса r при $\alpha = 0.7$

и различных Q

Figure 3 - Dependence of pressure P from r for $\alpha=0.7$ with different Q

Решение уравнения (15) при различных значениях α не является каким-либо уточнением. Каждой исследуемой скважине соответствует конкретная величина α и определяется путем обработки зависимости действующей толщины пласта от градиента давления, получаемой в результате промысловых исследований. Поэтому важнейшей задачей для моделирования притока жидкости к скважине является идентификация параметра α [6].

Используя эмпирические данные измерений давления в призабойной зоне скважины в Ставропольском крае, определим параметр α для этой скважины. Опираясь на численный метод, представленный выше, и применяя метод наименьших квадратов [5] таким образом, чтобы минимизировать суммы квадратов отклонения функции $P(r)$ от эмпирических значений давления в точках r_i :

$$\sum_{i=1}^n (P(r)_{\text{эксп}} - P(r)_{\text{р}})^2 \rightarrow \min$$

где $P(r)_{\text{эксп}}$ - значения давления, полученные в результате экспериментальных исследований в точках r_i ; $P(r)_{\text{р}}$ - расчетное значение давления в точках r_i .

На рисунке 4 сопоставлены результаты расчетных значений давления при $\alpha=0.762$ с экспериментальными данными.

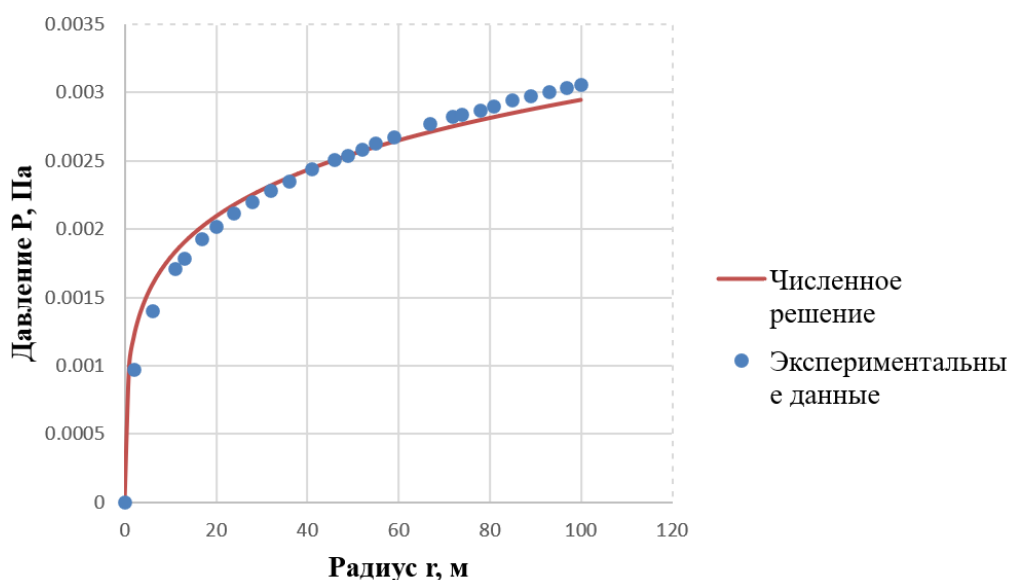


Рисунок 3 - Сравнение полученных значений давления при $\alpha=0.762$ с экспериментальными данными для скважины в Ставропольском крае

Figure 3 - Comparison between pressure values for $\alpha=0.762$

and experimental data for the well of the Stavropol Territory

Для использования полученного уравнения (15) при оценке количественных свойств деформации пласта требуется совместно рассматривать данные гидродинамических исследований и дебитометрии на различных режимах работы скважин.

Вывод. Более точная аппроксимация данных исследования на основе полученной индикаторной линии позволит с большей точностью обосновать ту или иную зависимость расхода от перепада давления, используемую при обработке данных гидродинамических исследований при установившемся притоке жидкости к скважине в трещиновато деформируемом пласте.

Литература

1. Aleroev T. S., Aleroeva H. T., Yifa Tang, Siyan Zhang. Features of seepage of a liquid to a chink in the cracked deformable layer. International journal of modeling, simulation, and scientific computing. 2010, vol. 01, no3, pp. 333-347.
2. Шаймуратов Р. В. Гидродинамика нефтяного трещиноватого пласта. Недра, Россия. 1980. 225 с.
3. Нахушев А. М. Дробное исчисление и его применение. М.: Физматлит. 2003. 272 с.
4. Podlubny I. Fractional Differential Equations. Academic Press, New York, 1999. 337 p.
5. Bagley R. L., Torvik P. J. Fractional calculus - a different approach to the analysis of viscoelastically damped structures. AIAA Journal, v. 21, no.5, 1983. pp 741 - 748.
6. Ерохин С. В., Алероев Т. С., Фриштер Л. Ю., Колесниченко А. В. Параметрическая идентификация математической модели вязкоупругих материалов с использованием производных дробного порядка // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2015, volume 11, issue 3, pp. 82-85.

References

1. Aleroev T.S., Aleroeva H.T., Yifa Tang, Siyan Zhang. Features of seepage of a liquid to a chink in the cracked deformable layer. International journal of modeling, simulation, and scientific computing. 2010, vol. 01, no3, pp. 333-347. [In English]
2. Shaimuratov R. Gidrodinamika neftyanogo treshchinovatogo plasta. Nedra, Russia. 1980. 225 p. [In Russian]
3. Nahushev A. M. Drobnoe ischislenie i ego primenenie. M.: Fizmatlit. 2003. 272 p. [In Russian]

4. Podlubny I. Fractional Differential Equations. Academic Press, New York, 1999. 337 p. [In English]
5. Bagley R. L., Torvik P. J. Fractional calculus - a different approach to the analysis of viscoelastically damped structures. AIAA Journal, v. 21, no.5, 1983, pp. 741 - 748. [In English]
6. Erohin S.V., Aleroev T.S., Frishter L.Yu., Kolesnichenko A.V. Parametricheskaja identifikatsiia matematicheskoi modeli viazkouprugih materialov s ispol'zovaniem proizvodnyh drobnogo poriadka. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2015, volume 11, issue 3, pp. 82-85. [In Russian]

Для цитирования: Хворова А.Н. Математическая модель притока жидкости к скважине с использованием производных дробного порядка // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 4. С. 84-92. DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-84-92](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-84-92)

For Citation: Khvorova A.N. Mathematical Model of Fluid Flow to the Well Using Fractional Derivatives. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 4, pp. 84-92. (In Russian). DOI [10.37153/2618-9283-2020-4-84-92](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-84-92)

Данные об авторах/About Authors
Сведения об авторах/ Information about authors

Альдребби Зиад Ахмад - аспирант Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I. Санкт-Петербург, Российская Федерация ziald67@gmail.com

Aldrebi Ziad Ahmad - Postgraduate, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Department of "Buildings". Saint Petersburg, Russian Federation ziald67@gmail.com

Тяпин Александр Георгиевич - доктор технических наук, профессор, главный специалист БКП-2 АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация

atyapin@bvcp.ru

Тяпин Alexander G. - Doctor of Technical Science, Professor, Main Specialist BCP-2 JSC «Atomenergoproekt». Moscow, Russian Federation

atyapin@bvcp.ru

Лапин Владимир Алексеевич - кандидат технических наук, директор Центра научных исследований - ученый секретарь АО «КазНИИСА», член-корреспондент НИА РК и МИА. Алматы, Республика Казахстан

lapin_1956@list.ru

Lapin Vladimir A. - PhD in Engineering Science, Director of Center for Scientific Research in Building Industry, Corresponding Member of International Engineering Academy and National Engineering Academy of the Republic of Kazakhstan, KazNIISA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan

lapin_1956@list.ru

Алдахов Еркен Серикович - директор Центра сейсмостойкости и обследования АО «КазНИИСА». 050046, Алматы, ул. Солодовникова, 21. Республика Казахстан

Aldakhov Erken S. - Director of Seismic Resistance and Survey Center, KazRDICA JSC. 050046, Almaty, Solodovnikova st., 21, Republic of Kazakhstan

Алдахов С.Д. - заведующий отделом системного анализа последствий землетрясений АО «КазНИИСА». 050046, Алматы, ул. Солодовникова, 21. Республика Казахстан

Aldakhov S.D. - Head of the Department of Analysis of the Consequences of Severe Earthquakes, KazRDICA JSC. 050046, Almaty, Solodovnikova st., 21, Republic of Kazakhstan

Али А.Б. - инженер АО «КазНИИСА». 050046, Алматы, ул. Солодовникова, 21. Республика Казахстан

Ali A.B. – engineer KazRDICA JSC. 050046, Almaty, Solodovnikova st., 21, Republic of Kazakhstan

Дещеревская Елена Владимировна – старший научный сотрудник, Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация

Deshcherevskaya Elena V. – senior researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation

Павленко Ольга Витальевна – доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник, Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация olga@ifz.ru

Pavlenko Olga V. - chief researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation olga@ifz.ru

Вартанов Дмитрий Николаевич - старший инженер ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация dmitry.vartanov@mail.ru

Vartanov Dmitriy N. - TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC Research Center of Construction, senior engineer, Moscow, Russian Federation dmitry.vartanov@mail.ru

Хворова Алла Николаевна – инженер ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация attemp2016@gmail.com

Khvorova Alla N. - TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC Research Center of Construction, engineer. Moscow, Russian Federation attemp2016@gmail.com